

ANÁLISE DINÂMICA DE BARRAGENS DO TIPO GRAVIDADE

GUSTAVO JOSÉ MENDES DO AMARAL

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

Coorientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de
Barros

JULHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A todos os que me ajudaram

*Cada um é seus caminhos: onde Sancho vê moinhos, D. Quixote vê gigantes. Vê moinhos?
São moinhos. Vê gigantes? São gigantes*

António Gedeão

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Mário Pimentel, por toda a paciência, apoio, boa disposição e dedicação que demonstrou. Foi um prazer aprender com ele durante a dissertação e durante o percurso académico.

Ao meu coorientador, Prof. Rui Carneiro Barros, por toda a boa disposição e conhecimento que me transmitiu em Dinâmica e Teoria das Estruturas.

Aos meus colegas e amigos que me acompanharam nesta jornada. Principalmente ao Hugo Guimarães, ao Jorge Silva e ao José Querido, porque me acompanharam desde o início nos estudos e nas aventuras universitárias. Ao Sérgio Pereira pela amizade. Em geral a todos os que acompanharam neste percurso, foi bastante marcante, nunca vos esquecerei.

À minha família, pode não ser a mais perfeita mas estão sempre prontos para me apoiar e dar carinho.

Aos meus amigos e amigas em geral, sem vocês não era possível.

RESUMO

No presente trabalho propõe-se o estudo de uma solução específica de estruturas hidráulicas: as barragens do tipo gravidade. No projeto destas, como é geral nas estruturas comuns, realizam-se simplificações que advêm da incapacidade humana de retratar todas as situações físicas possíveis. Desta forma, o objectivo da dissertação é entender até que ponto estas simplificações podem ser utilizadas e quais as suas repercussões no tipo de estrutura abordada. A importância para a Humanidade da estrutura barragem e as consequências caso esta sofra uma rotura abrupta, justificam a necessidade do estudo realizado.

Assim, de acordo com os regulamentos portugueses em vigor (embora ao mesmo tempo olhando para outros regulamentos), será efectuada a comparação de diferentes abordagens de projeto da estrutura em questão para vários cenários de carga. Para cada cenário de carga foram consideradas as acções estáticas e as acções resultantes de um sismo. São estas últimas que carecem de adequada representação, revelando-se bastante complexas, tanto a nível de solicitação como de resposta da estrutura. A complexidade da ação sísmica será o principal alvo do trabalho, sendo que a análise comparativa de diferentes abordagens na caracterização sísmica será acompanhada da verificação da segurança das barragens do tipo-gravidade.

O objectivo será olhar para duas fases do projeto: o pré-dimensionamento e a verificação de segurança dos materiais em relação às tensões provocadas pelas ações. Para o pré-dimensionamento utilizou-se métodos como o método Pseudo-estático e Pseudo-Dinâmico, condicionados pela verificação da estabilidade. Posteriormente, através do software *Diana*, analisaram-se as tensões na estrutura para uma solicitação sísmica simplificada de espectro de resposta e para um registo de acelerações no tempo. Todo este procedimento realizou-se considerando apenas o comportamento linear-elástico do betão.

Numa fase final, a análise "time-history" estendeu-se à utilização de um modelo não-linear da interface betão-rocha. Procurou-se, nesta fase, entender a influência do levantamento da estrutura na distribuição de tensões.

Barragens ; Barragens do Tipo Gravidade ; Sismo ; Estabilidade ; Tensão.

ABSTRACT

In present paper, there's proposed a study of a specific solution for hydraulic structures: concrete gravity dams. In its project, as for common structures, there're realized simplifications that come from the human incapacity to treat every possible physical situations. So, the purpose of this paper is to understand at which level can these simplifications be applied and to know which are the consequences to type of structures mentioned. The importance of the structure dam to humanity and the consequences in case of a sudden failure justify the needs behind this study.

Thus, in accordance to Portuguese Regulations in use (as well as other regulations), a comparison between different kinds of dam project approaches will be effectuated for different levels of charge. For each case scenario, were selected the static charges and the ones that result from seismic motion. The last ones need to be represented with careful, they're very complex both in representation of the charge and in the structural response. The complexity of seismic motion is the principal objective of this paper , thus the comparative analysis between different approaches in dealing with seismic parameters characterization will be followed by security verification of concrete gravity dams.

The objective is to look to two different project phases: pre-design and material security verification in comparison with tensions applied. For pre-design, it was used methods like: Pseudo-static method and Pseudo-dynamic method, this ones were conditioned by stability verification. Lately, by using *Diana* software, structural tensions were analyzed for a ground motion inputting a response spectrum and a time-history accelerations. This all process was realized considering concrete linear-elastic behavior .

To finish the job, a time-history analysis was extended to a non-linear model of the concrete-rock interface. In this fase, it was tried to understand the influence of structural lifting in tensions distribution.

Dams ; Gravity Dams ; Earthquake ; Stability ; Tension.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. Introdução	 1
2. Barragens Do Tipo Gravidade	3
2.1. ENQUADRAMENTO	3
2.2. ACÇÕES A CONSIDERAR	5
2.2.1. PESO PRÓPRIO DOS MATERIAIS	6
2.2.2. ACÇÕES DA ÁGUA	7
2.2.3. SUBPRESSÕES	8
2.2.4. ACÇÃO SÍSMICA	10
2.2.4.1. Parâmetros Sísmicos	10
2.2.4.2. Caracterização sísmica	12
2.2.5. ACÇÃO HIDRODINÂMICA	13
2.2.6. ACÇÃO TÉRMICA.....	14
2.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	14
2.3.1. ESTADOS LIMITES.....	14
2.3.1.1. Estados Limites Últimos (ELU)	15
2.3.1.2 Estados Limites Utilização (ELUt)	16
2.3.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE E CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO.....	16
2.3.2.1. Segurança ao derrube.....	17
2.3.2.2 Segurança ao deslizamento.....	18
2.3.3. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES INTERNAS	21
2.3.3.1. Propriedades dinâmicas dos materiais	21
2.3.3.2. Fatores de segurança das tensões	22
2.3.3.3. Amortecimento de barragens do Tipo Gravidade	23
3. Análise sísmica por métodos simplificados	25
3.1. ANÁLISE PSEUDO-ESTÁTICA	25
3.2. ANÁLISE PSEUDO-DINÂMICA	27
3.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO MÉTODO.....	27
3.2.2. CARACTERÍSTICAS DO MODO FUNDAMENTAL (G. FENVES, A.K. CHOPRA, 1987).....	29

3.2.3. FORÇAS EQUIVALENTES À ACÇÃO SÍSMICA	32
4. Análise Sísmica por Métodos Numéricos	35
4.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	35
4.2. MODELAÇÃO	35
4.3. MODELO SIMPLIFICADO DE INTERACÇÃO RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO-ESTRUTURA	36
4.3.1. MÉTODO DE ANÁLISE PELO ESPECTRO DE RESPOSTA.....	36
4.3.1.1. Análise Modal.....	36
4.3.1.2. Método da Sobreposição Modal	38
4.3.1.3 Cálculo da ação sísmica	40
4.3.2. ANÁLISE DO REGISTO SÍSMICO TEMPORAL	43
4.3.2.1. Integração passo a passo	44
4.3.2.2. Índices com Exigência de Capacidade ("Demand Capacity Ratios", DCR)	46
 5. Caso de estudo	 47
5.1. MÉTODOS SIMPLIFICADOS	50
5.1.1. AÇÕES	50
5.1.1.1. Ações Comuns	50
5.1.1.2. Ação Sísmica	51
5.1.2. MÉTODO PSEUDO-ESTÁTICO	53
5.1.3. MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO.....	56
5.2. MÉTODOS NUMÉRICOS.....	61
5.2.1. MODELAÇÃO DO CASO PRÁTICO.....	61
5.2.2. ANÁLISE MODAL	65
5.2.3. ANÁLISE PELO MÉTODO DO ESPECTRO DA RESPOSTA.....	65
5.2.3.1. Análise Estática	69
5.2.3.2. Análise Espectral.....	71
5.2.4. ANÁLISE TIME-HISTORY COM INTERFACE ELÁSTICA.....	74
5.2.4.1. Parâmetros de Amortecimento de Rayleigh	75
5.2.4.2. Resposta em aceleração e deslocamentos da estrutura.....	76
5.2.4.3. Resposta máxima em tensões para cenários de rotura (Izmit)	78
5.2.4.4. Verificação das tensões tendo os DCR	79
5.2.4.5. Resposta máxima em tensões para cenários de rotura (Izmit), interface não-linear	82
 6. Conclusões	 87

7. Desenvolvimentos Futuros89

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Perfil genérico de uma barragem do tipo gravidade (EPFL, 2006)	5
Fig. 2 - Betonagem por camadas (EPFL, 2006)	6
Fig. 3 - Níveis de Armazenamento da Albufeira (R.Pereira, 2011).....	8
Fig. 4- Subpressões sem e com sistema de drenagem (CFBR, 2006)	10
Fig. 5 - Diagramas de Subpressões de outros países (EPFL, 2006)	10
Fig. 6 - Exemplo de Espectro de resposta	12
Fig. 7 - Exemplo de um acelerograma	12
Fig. 8 - Diagrama de pressões Hidrodinâmicas de Westergaard	15
Fig. 9 - Fatores de Segurança (USACE , 1995).....	18
Fig. 10 - Lei de Mohr-Coloumb (retirado de Wikipédia)	20
Fig. 11 - Tensões de pico e Tensões Tangenciais (R.Pereira. 2011).....	21
Fig. 12 - Divisão de Massas do Método Pseudo-dinâmico (EPFL, 2006)	29
Fig. 13 - Abacos para calcular R_r e ξ_r para um módulo de Elasticidade de 3 Kpsi (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987).....	31
Fig. 14 - Abacos para calcular R_f e ξ_f (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987)	32
Fig. 15 - Forma do modo fundamental (EPFL, 2006)	33
Fig. 16 - Planta da barragem do caso de estudo	48
Fig. 17 - Corte da barragem no Km 0+245	49
Fig. 18 - Espectro de resposta do SMP direção x, amortecimento viscoso de 5%	53
Fig. 19 - Espectro de resposta do SBP na direção x, amortecimento viscoso de 5%.....	53
Fig. 20 - Espectro de resposta do SMP na direção z, amortecimento viscoso de 5%	54
Fig. 21 Espectro de resposta do SBP na direção z, amortecimento viscoso de 5%	54
Fig. 22 - Modelação da geometria do sistema barragem-fundação-reservatório (EPFL, 2006)	62
Fig. 23 - Geometria do Modelo.....	63
Fig. 24 - Elementos quadriláteros de 8 nós (Diana- Finite Element Analysis).....	63
Fig. 25 - Elementos de Interface de 3+3 nós (Diana- Finite Element Analysis)	64
Fig. 26 - Elementos fronteira de linha com 3 nós.....	64
Fig. 27 - Malha de elementos finitos	64
Fig. 28 - Ações hidrostática (vermelha) e Subpressão (azul) em caso de sismo extremo.....	65
Fig. 29 - Apoios do Sistema	66
Fig. 30 - Contribuição dos modos para a resposta espectral do SMP (x)	69
Fig. 31 - Contribuição dos modos para a resposta espectral SMP (z)	69

Fig. 32 - Deslocamentos máximos horizontais da análise espectral (SMP com amortecimento a 5%)	72
Fig. 33 - Gráfico dos deslocamentos máximos horizontais em altura (paramento vertical a montante)	72
Fig. 34 - Acelerações máximas horizontais da análise espectral (amortecimento 5%)	73
Fig. 35 - Elementos utilizados na verificação de segurança das tensões de tração	74
Fig. 36 - Exemplo de série cronológica (SMP Izmit na direção horizontal x)	76
Fig. 37- Tensões principais máximas de tração σ_1 (Pa), Izmit	79
Fig. 38 - Gráfico de DCR's do elemento 210	81
Fig. 39 - Gráfico de DCR's do elemento 301	81
Fig. 40 - Gráfico de DCR's do elemento 329	82
Fig. 41 - Gráfico de DCR do elemento 54	82
Fig. 42 - lei de Mohr-Coloumb (retirado de Diana)	83
Fig. 43 - Envoltória Máxima da Tensão principal de tração σ_1 (Pa), interface não-linear (Time-history Izmit)	84
Fig. 44 - Envoltória Mínima da Tensão principal de tração σ_2 (Pa), interface não-linear (Time-history Izmit)	85
Fig. 45 - Gráfico tensões tangenciais-tensões normais do elemento mais à esquerda da interface (elemento à esquerda)	86
Fig. 46 - deslocamento ao longo do tempo do calcanhar de montante da barragem	86

ÍNDICE DE TABELAS

Quadro 1 - Peso específico do betão (CFBR,2012)	8
Quadro 2- Fatores de segurança ao deslizamento (NPB,1993)	22
Quadro 3 - Fatores de segurança ao deslizamento para a tangente do ângulo de atrito (CFBR, 2012).....	23
Quadro 4 - Fatores de segurança ao deslizamento para a Coesão (CFBR, 2012).....	23
Quadro 5 - Coeficientes Parciais das tensões da Norma Portuguesa (NPB,1993).....	24
Quadro 6 - Coeficientes Parciais das tensões da Norma Francesa (CFBR,2006).....	24
Quadro 7 - Coeficiente de Massa do Modo Fundamental (EPFL, 2006).....	34
Quadro 8 - Propriedades do Maciço de Fundação	51
Quadro 9 - Propriedades da interface betão-macijo de fundação	51
Quadro 10 - Propriedades do betão da estrutura	51
Quadro 11 - Cálculo de peso próprio na barragem.....	52
Quadro 12 - Cálculo da Ação Hidrostática na barragem	52
Quadro 13 - Cálculo da Subpressão	53
Quadro 14 - Cálculo das forças equivalentes à Ação Sísmica pelo método Pseudo-Estático.....	56
Quadro 15 - Cálculo da ação Hidrodinâmica pelo Método Pseudo-estático	56
Quadro 16 - Verificação da estabilidade ao deslizamento segundo o método Pseudo-Estático	57
Quadro 17 - Verificação da estabilidade ao derrube segundo o método Pseudo-Estático	58
Quadro 18 - Discretização da barragem em Massas.....	59
Quadro 19 - Massas de água excitada	59
Quadro 20 - Massas Totais do método Pseudo-dinâmico	60
Quadro 21 - Cálculo do período fundamental e amortecimento a partir do método de interação de Chopra,2003.....	60
Quadro 22- Acelerações espectrais para o modo fundamental ($\xi=21\%$)	61
Quadro 23 - Forças equivalentes à ação sísmica pelo método Pseudo-dinâmico.....	61
Quadro 24 - Verificação da segurança ao deslizamento, método pseudo-dinâmico	62
Quadro 25 - Verificação de segurança pelo Regulamento Francês (CFBR, 2012).....	63
Quadro 26 - Verificação da segurança ao derrube, método pseudo-dinâmico	63
Quadro 27 - Análise Modal na direção x	68
Quadro 28 - Análise Modal na direção z	68
Quadro 29 - Trações admissíveis no betão para cenários correntes	71
Quadro 30 - Análise estática para cenários correntes e de rotura	72
Quadro 31 - Resposta de tensões resultantes da análise espectral	74

Quadro 32 - Cálculo de tensões de tração no cenário de rotura (análise espectral e análise estática)	76
Quadro 33 - Cálculo de tensões de tração no cenário correntes (análise espectral e análise estática) segundo NPB,1993	76
Quadro 34 - Deslocamentos máximos horizontais (resposta time-history 5%)	79
Quadro 35 - Acelerações máximas horizontais (resposta time-history 5%)	79
Quadro 36 - Tensões principais de tração em elementos solicitados, Izmit.....	80
Quadro 37 - Tensões principais mínimas de compressão σ_2 (Pa), Izmit	81
Quadro 38 - Verificação das tensões de tração para interface não-linear	86

1

INTRODUÇÃO

As barragens são, por definição, obras hidráulicas que obstruem toda a largura da seção de um vale, criando uma depressão topográfica artificial que impede a passagem natural da água (EPFL, 2006). O seu objectivo é sobretudo a utilização de água para abastecimento de zonas residenciais, agrícolas e industriais, a produção de energia eléctrica (convertendo a energia hidráulica), ou regularização de um caudal. A retenção de água, e consequente aumento do nível da água a montante da barragem, viabiliza grande parte dos objectivos da obra em questão. As estruturas em questão tornaram-se, assim, uma forma bastante expedita de armazenamento de água no próprio meio natural.

O objecto do trabalho são as barragens construídas em betão, com funcionamento estrutural do tipo gravidade. Estas barragens são normalmente implantadas em rocha, de forma a encontrarem no maciço de fundação um apoio suficientemente rígido e resistente para a grandeza da barragem. A nível de funcionamento estrutural caracterizam-se por resistirem à ação desestabilizadora da água através da mobilização do seu peso próprio. A sua constituição é feita a partir da união de vários blocos maciços de betão através de juntas. Desta forma, este sistema estrutural de barragens envolve uma grande quantidade de betão empregue, com o intuito de atingir o peso necessário para garantir a estabilidade perante a ação da água, entre outras ações desfavoráveis à estabilidade. A ação sísmica poderá ser uma ação bastante desfavorável para a estrutura em questão.

A estrutura em questão é alvo de grande cuidado e atenção, a sua grandeza é bastante significativa. A perturbação que uma barragem pode provocar no meio natural em que se pretende inseri-la, é de grande complexidade. Existem sempre fatores que causam impacto no equilíbrio do meio natural envolvente, como: a alteração do regime natural de escoamento a jusante da barragem, a criação de obstáculos para o transporte de sedimentos, os efeitos sobre a migração de espécies, entre outras consequências no meio natural (tanto na fauna como na flora). Assim, devido à sua grande envergadura, complexidade de execução e projeto, tornam-se obras dispendiosas monetariamente e que exigem um tempo de construção bastante vasto, na ordem da dezena de anos. O seu risco enquanto sistema estrutural é tremendo, uma vez que a repentina falha da sua capacidade de armazenamento pode levar a consequências catastróficas na segurança da população a jusante. Esta questão, juntamente com a questão do impacto ambiental e a questão monetária, justifica um estudo detalhado sobre a obra, um projeto e execução minuciosos.

A construção é iniciada com uma escavação, garantindo a não interrupção do curso de água através da criação de um desvio provisório do curso de água natural. O maciço de fundação da barragem apresenta-se muitas vezes bastante alterado à superfície, obrigando a um tratamento através da injeção de caldas para impermeabilização e a implementação de um sistema de drenagem da água existente. O tratamento acontece após a betonagem de uma quantidade importante de betão, de modo a

que o seu peso próprio controle um possível levantamento da rocha aquando do tratamento. Os vários blocos de betão são betonados de forma faseada por camadas horizontais. Terminada a betonagem, e após a colocação das juntas de contração que separam os blocos de betão, procede-se ao enchimento do reservatório. É o primeiro teste de carga para a estrutura. Todo o resto da vida da estrutura, devido à sua grande importância, necessita de ser monitorizado.

Como foi referido, a importância da obra em questão não obriga a cuidados unicamente na fase de construção, a fase de projeto é também uma fase determinante e bastante complexa de toda a realização da obra. Surge, assim, a necessidade de estudar as metodologias e conceitos que constituem a concepção do projeto de barragens do tipo gravidade. O presente trabalho, incide sobre uma das ações mais prejudiciais para o mau funcionamento da estrutura: a ação sísmica. A quantificação desta ação e a análise da resposta da estrutura serão os principais objectos do trabalho. Para tal, pretende-se abordar e comparar diferentes metodologias de análise dos efeitos dinâmicos resultantes da ação sísmica. As metodologias abordadas complementam-se com o fim de assegurar, sobre vários pontos de vista, a estabilidade da estrutura e a sua capacidade de suportar as tensões a que está sujeita.

2

BARRAGENS DO TIPO GRAVIDADE**2.1. ENQUADRAMENTO**

Desde o início da Humanidade que este tipo de estrutura se revelou fundamental para o ser humano, garantindo a sua sobrevivência e desenvolvimento. A sua construção teve como primeiro fim a necessidade de contrariar as condições meteorológicas desfavoráveis à sobrevivência do ser humano, nomeadamente a escassez de água patente no período seco do ano.

As primeiras barragens foram realizadas em zonas do globo onde o período seco era mais severo e portanto a necessidade de água se revelava vital. Em zonas como o Egipto, o Médio Oriente ou a Índia viram-se as primeiras barragens. Na altura resultavam de acumulação de engenho com algum empirismo que advinha de experiências passadas. Foi assim que apareceram na Índia as primeiras inovações para combater a presença excessiva de água. Estes evitavam a rotura da barragem e todo o fenómeno de escoamento descontrolado da água posterior com a utilização de descarregadores de cheia. No entanto, as barragens eram executadas com recurso a materiais simples e acessíveis mas menos eficazes do que os de hoje em dia, normalmente aterro ou alvenaria. À medida que a sociedade e o conhecimento se desenvolviam, começaram a ser construídas barragens em maior número. Deste modo, foi progressivamente melhorando a experiência na construção destas, tanto a nível de técnicas de projeto como de execução. A nível de materiais, o aparecimento do betão revolucionou este tipo de estruturas. As barragens em betão, juntamente com as de aterro, constituem a panóplia de barragens mais utilizadas correntemente.

No presente trabalho interessa falar sobre as barragens constituídas por betão, estas dividem-se em três grupos essenciais: barragens do tipo gravidade, barragens com contrafortes e barragens em arco. Os grupos distinguem-se pela forma da barragem, natureza do sistema estático e forma de esta se opor às pressões da água a montante (EPFL, 2006). Poderão, contudo, existir soluções que retirem um pouco de cada um do funcionamento destes três tipos.

Ao contrário das barragens do tipo gravidade, o argumento das barragens de contrafortes para contrariar a água é a inclusão de dispositivos complexos (contrafortes) colocados a jusante de forma a garantir a estabilidade. Esta solução permite uma redução no volume de betão, o que é uma vantagem assinalável em relação às barragens de gravidade. No entanto, este facto implica que as tensões absorvidas pelo corpo da barragem sejam de grandeza superior.

O terceiro tipo distingue-se um pouco dos demais. As barragens em arco são caracterizadas pela sua geometria, apresentam uma curvatura longitudinal acentuada, que permite a distribuição dos esforços vindos da ação hidrostática para os flancos do vale que a encontram. O seu funcionamento equipara-

se, em muito, ao arco utilizado nas pontes, ou seja, a compressão do arco e transmissão de esforços para os apoios (encostas do vale). Esta solução permite uma maior poupança, no que ao betão diz respeito. Do ponto de vista do projeto poderá ser a solução mais complexa para barragens, uma vez que o comportamento tridimensional da estrutura é bastante relevante e envolve uma certa complexidade. Exige, também, a existência condições ótimas nos encontros, sendo que os esforços transmitidos estes devem absorvidos de forma inequívoca.

É comum a todos estes tipos de barragens de betão o facto de serem constituídos apenas por betão simples, ou seja, não armado. Assim, o cuidado exigido com as tensões de tração no corpo da barragem, principalmente junto aos paramentos, é essencial uma vez que o betão tem uma muito baixa capacidade resistente perante estas tensões.

Será importante perceber as suas características do tipo de barragem em estudo. A nível de geometria, é de realçar a existência de dois paramentos com inclinações distintas. O paramento montante caracteriza-se por ser vertical ou praticamente vertical (inclinação de 0 a 5%), por sua vez o paramento a jusante é inclinado de forma a garantir maior estabilidade ao derrube e ao deslizamento da barragem ao longo de certas superfícies preferenciais (principalmente a que separa o betão da rocha). A inclinação deste paramento ronda valores entre 75 a 80%. A entrega estrutura dentro do maciço de fundação também será um fator a explorar caso exista necessidade conferir mais estabilidade lateral à estrutura.

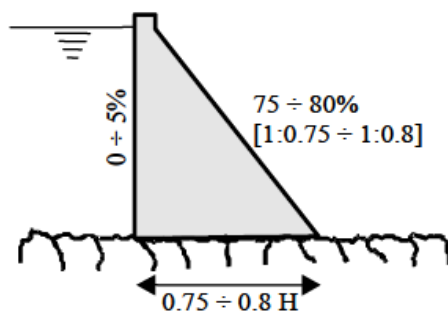


Fig. 1 - Perfil genérico de uma barragem do tipo gravidade (EPFL, 2006)

Do ponto de vista longitudinal, esta estrutura é formada por vários blocos maciços de cerca de 12 a 20 metros de largura separados por juntas de contracção. Estas funcionam como juntas de retração logo após a conclusão da betonagem. Devido à grande quantidade de betão existente neste tipo de barragens, o efeito da temperatura pode ter efeitos nefastos. As juntas têm a capacidade de se abrir ou fechar consoante o "interesse" da estrutura. A sua composição sofreu alterações ao longo do tempo, eram utilizadas juntas de cobre e hoje em dia são utilizadas juntas de PVC. O recurso a juntas de borracha, bastante comum em edifícios, não é uma grande solução neste caso, essencialmente do ponto de vista da execução. A razão principal é o facto de que seria necessário proceder à constante soldadura destas juntas em altura, o que não é muito exequível. As juntas devem obrigatoriamente ter uma boa capacidade estanque (juntas "Water-Stop"), não permitindo a infiltração da água. No entanto, para acautelar alguma infiltração proveniente duma situação excepcional, existe um sistema de drenagem interior.

O ponto de vista construtivo, uma vez que se está a falar duma obra de grande dimensão, apresenta sempre um peso importante na concepção da estrutura. As barragens do tipo gravidade, tal como as de contrafortes e de arco, são betonadas por fases. Cada bloco que constitui a estrutura é betonado em

várias tranches de altura entre 1,5 e 3,5 m, cada uma corresponde a uma etapa de betonagem. Desta forma, o faseamento permite adaptar o volume de betão colocado ao volume produzido diariamente.

O faseamento da betonagem dá tempo a que o betão "se acomode" às novas condições. Facilita o controlo e uma libertação do calor de hidratação gradual, uma vez que no fim de cada fase existe dissipação de calor. Por outro lado, a retração do betão também poderá ser mais controlada, evitando a fissuração provocada por este efeito.

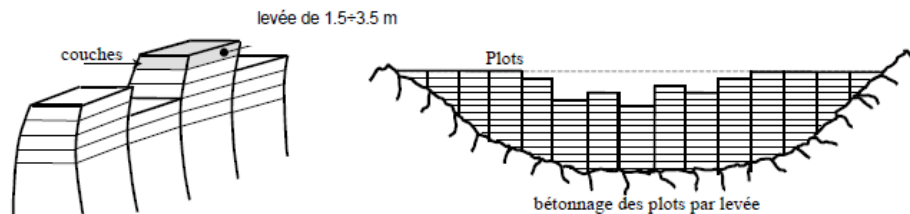


Fig. 2 - Betonagem por camadas (EPFL, 2006)

Do ponto de vista do cálculo estrutural, as barragens do tipo gravidade podem ser modeladas tendo em conta um comportamento aproximadamente bidimensional em estado plano de deformação. As barragens do tipo gravidade relativamente longas e de eixo rectilíneo, construídas por vários blocos independentes e separados por juntas transversais, podem ser idealizadas como um modelo de elementos finitos bidimensional, em que se incluem a fundação em rocha e o reservatório de água (USACE, 2003). O comportamento longitudinal é, assim, desprezado para o cálculo, a secção mais alta da estrutura é normalmente a que comanda a segurança.

2.2. AÇÕES A CONSIDERAR

A verificação da segurança de uma barragem de gravidade, tal como a generalidade das estruturas de engenharia civil, consiste no estudo da resposta da estrutura a diferentes níveis de carregamento idealizados. Assim será vital conhecer os diferentes cenários de carga: os que representam as situações de condições extremas, os que dizem respeito a condições raras/transitórias e a condições de utilização comuns da estrutura.

A idealização dos cenários de condições extremas pretende prevenir a situação de colapso da estrutura, garantindo a segurança do bem cuja necessidade de preservação é inerente à realização de qualquer estrutura: a vida humana. Por outro lado, as situações de condições transitórias ou raras dizem respeito ao correcto funcionamento da estrutura em questão, tanto a nível da sua eficiência de operação, como a nível de custos de operação e manutenção. Por último, os cenários normais de exploração/utilização contemplam as condições usuais da vida da estrutura, não admitindo qualquer tipo de problema vindo do sistema estrutural. Estes cenários de carga são representativos das situações pelas quais a estrutura poderá passar no seu tempo de existência.

Para caracterizar estas situações será necessário quantificar e qualificar as ações que as compõem e combiná-las considerando a simultaneidade da sua ocorrência. De forma a identificar as diferentes ações, será importante perceber o carácter das cargas, tanto a nível de variabilidade temporal como no que diz respeito à sua intensidade. Só assim se poderá proceder às combinações das ações que representam cada cenário de carregamento.

As ações, quanto à sua variabilidade, podem ser divididas em três tipos: permanentes, variáveis e acidentais. As primeiras caracterizam-se pela continuidade da sua intensidade no tempo, esta é praticamente um dado adquirido. Neste grupo inserem-se as ações que advêm do peso dos materiais constituintes da estrutura. Por outro lado, as ações variáveis, tal como o nome indica, sofrem frequentes oscilações de intensidade ao longo do tempo. Incluem-se neste grupo as ações ligadas à água, por exemplo. As ações acidentais caracterizam-se pela ocorrência muito pouco frequente e intensidade excepcional. A ação sísmica é a principal ação de carácter acidental abordada no presente trabalho.

As ações permanentes entram no cálculo através do seu valor característico. O valor característico é uma estimativa prudente da intensidade da ação e representa uma margem de segurança importante na contabilização das ações (CFBR, 2012). Quanto às ações variáveis, resultam do estudo de diferentes situações de projeto e da sua respectiva intensidade. A ação acidental (ação sísmica) é função dos estudos sísmicos realizados e das conclusões resultantes.

2.2.1. PESO PRÓPRIO DOS MATERIAIS

O peso próprio da estrutura é a sua principal ação estabilizadora ao derrube e ao deslizamento para as ações exteriores. O cálculo desta ação depende exclusivamente da geometria da estrutura e do peso específico do betão que a compõe. Caso a primeira esteja bem definida em projeto e bem executada em obra, a segunda é aquela que cogita maiores incertezas na quantificação.

A ação em questão terá sempre alguma variabilidade associada a todo o processo de fabrico e execução do betão, nomeadamente a quantidade de alguns dos seus constituintes, agregados e ligantes. A situação agrava-se para uma estrutura em que existem vários tipos de betão associados e grandes quantidades dos mesmos. No entanto, esta variação é pouco relevante para ser considerada como ação variável, assim o dizem estudos já realizados, nomeadamente por Neves, Cruz (2001). Desta forma, as normas francesas (CFBR, 2012) estabelecem valores a considerar para o peso específico do betão, estes valores são indicados no Quadro 1.

Quadro 1 - Peso específico do betão (CFBR,2012)

Material	Peso específico médio (kN/m^3)
Betão normal vibrado	24
BCC rico (cerca de 200 kg de ligante / m^3)	23.5
BCC pobre (cerca de 100 kg de ligante / m^3)	22

Assim, o Peso Próprio da estrutura pode ser obtido pela expressão (1).

$$P_{próprio_k} = \gamma_{betão_k} \times Área_{secção transversal} \quad [KN/m] \quad (1)$$

Neste caso, devido à análise em estado plano de deformação, a área da secção transversal mais crítica é admitida como constante para toda a barragem. Desta hipótese resulta um peso próprio por metro

longitudinal de barragem. No caso da análise de estabilidade global, a resultante desta ação é aplicada no centro de gravidade da secção.

2.2.2. AÇÕES DA ÁGUA

Na análise da ação estática da água, o parâmetro "peso específico da água" (γ_w) poderá sofrer ligeiras variações com a temperatura e os produtos dissolvidos na água, no entanto o transporte de sedimentos é o fator que mais poderá contribuir para a variabilidade. A existência de uma albufeira, com a correspondente subida do nível da água a montante, atenua a velocidade da mesma da água nos paramentos. Devido a estas pequenas velocidades que se registam no paramento de montante, o fenómeno de transporte é bastante menos significativo. Sendo assim, considera-se um peso específico de $9,8 \text{ KN/m}^3$.

As ações estáticas da água, de carácter variável, são as ações exteriores de maior preponderância para o carregamento estático da estrutura. Nestas incluem-se a pressão hidrostática da água nos paramentos verticais da barragem e a pressão sobre a base da estrutura, provocada pela água que se encontra no maciço de fundação: a subpressão ("Uplift").

Nas pressões estáticas da água tem grande influência o nível de água que se forma nas imediações da barragem, tanto no paramento de montante como de jusante. Assim, as normas portuguesas em vigor (NPB, 1993) definiram dois cenários para a localização da água nas imediações da barragem: o Nível Pleno de Armazenamento (NPA), que corresponde à cota de água em condições normais de utilização, esta só poderá ser ultrapassada em situações excepcionais, pelo que é possível aos órgãos de descarga hidráulicos manter o seu limite; e o Nível Máximo de Cheia (NMC) que, por sua vez, corresponde a uma situação extrema e excepcional de uma grande cheia.

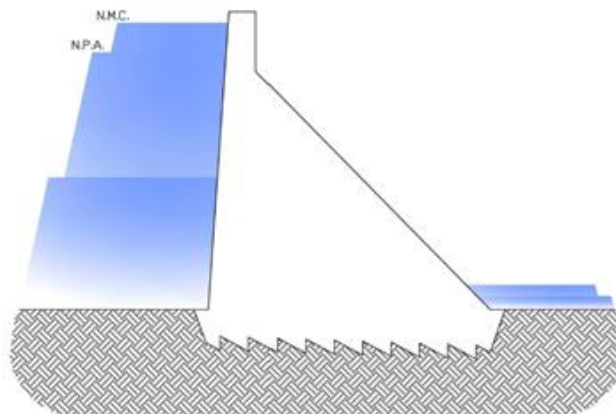


Fig. 3 - Níveis de Armazenamento da Albufeira (R.Pereira, 2011)

A ação hidrostática define-se como a pressão que a água, admitida em repouso devido às suas baixas velocidades junto aos paramentos, exerce sobre estes mesmos paramentos. O impulso resultante das pressões exercidas depende do peso específico da água e da altura da água em contacto com o paramento, estando o seu ponto de aplicação a um terço da altura do nível de água. O valor do impulso é obtido através da equação (2).

$$I_{wk} = \frac{1}{2} \gamma_{wk} \times H_w^2 \quad [KN/m] \quad (2)$$

Como já foi realçado anteriormente, esta pressão poderá tomar dois valores distintos dependendo do cenário de carga/nível de água considerado: NPA ou NMC. Não é aqui referido o impulso a jusante da estrutura, apesar de estar preconizado o mesmo estudo quanto as níveis de água.

2.2.3. SUBPRESSÕES

A ação em questão constitui uma ação bastante sensível uma vez que apresenta um grau considerável de incerteza na sua quantificação, necessitando de monitorização constante ao longo da vida da obra. As pressões de levantamento da barragem (sub-pressões) resultam da água existente na própria barragem, na interface entre barragem e fundação, e no próprio maciço de fundação. Normalmente esta aloja-se em fissuras, poros ou juntas.

Esta água entra em percolação por ação do gradiente hidráulico (entre montante e jusante), gerando as pressões referidas. O levantamento do bloco é a principal consequência negativa, reduzindo as tensões tangenciais resistentes na sua base e consequentemente a segurança à estabilidade. Será importante controlar as condições de fronteira e a permeabilidade do maciço de fundação de forma a regular o impacto da ação referida. No caso em que a fundação e as condições fronteira são consideradas homogêneas, a pressão aplicada tem a forma de um diagrama de pressões aproximadamente linear, sendo que as pressões a montante e jusante são as pressões hidrostáticas correspondentes ao nível de água existente.

Com o intuito de reduzir esta ação bastante desfavorável para a estabilidade, é normalmente implementado um sistema conjunto constituído por uma cortina de impermeabilização, rede de drenagem e galeria de drenagem. A cortina de impermeabilização resulta de injeções de calda de cimento no maciço de fundação, junto ao calcanhar de montante da barragem, no alinhamento da galeria de drenagem. A sua função é contribuir para a criação de uma barreira para a percolação da água. Assim, obriga o movimento da água (de montante para jusante) a encontrar um caminho mais longo para percorrer, afastando-a da base da estrutura e consequentemente reduzindo as subpressões. O complemento ideal para esta solução será a colocação de um sistema de drenagem a jusante da cortina, direccionado com intuito de recolher a água que se distancia da cortina de impermeabilização. O sistema permite reduzir as pressões de levantamento da barragem, esta redução dependerá da qualidade do sistema de drenagem, do espaçamento entre os drenos, da permeabilidade da fundação, entre outros fatores relacionados com o projeto e a sua execução, bem como da incerteza do maciço.

A Norma Francesa (CFBR, 2012) considera um fator de diminuição das pressões (λ) na zona da cortina de impermeabilização, com um sistema eficaz e bem dimensionado, de 2/3 das pressões verificadas sem o sistema ($\lambda = 2/3$). A forma do diagrama é a preconizada na Figura 4, sendo que as pressões a montante e a jusante mantêm-se iguais às pressões hidrostáticas.

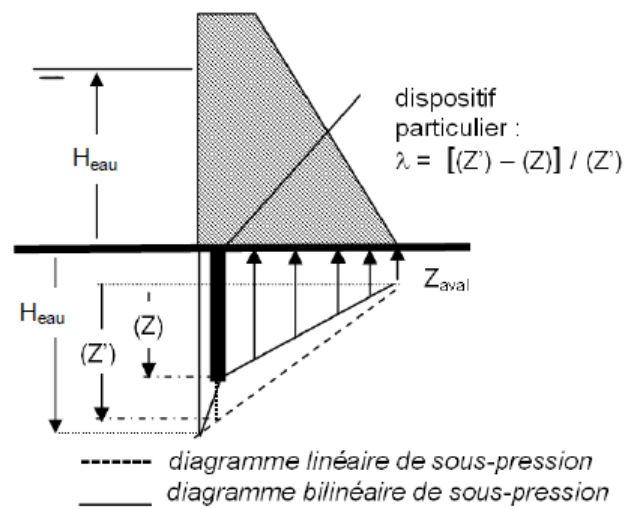


Fig. 4- Subpressões sem e com sistema de drenagem (CFBR, 2006)

Outros regulamentos interpretam a distribuição de sub-pressões de forma distinta. A Figura 5 fornece uma ideia dos diagramas de pressões adoptados noutros regulamentos.

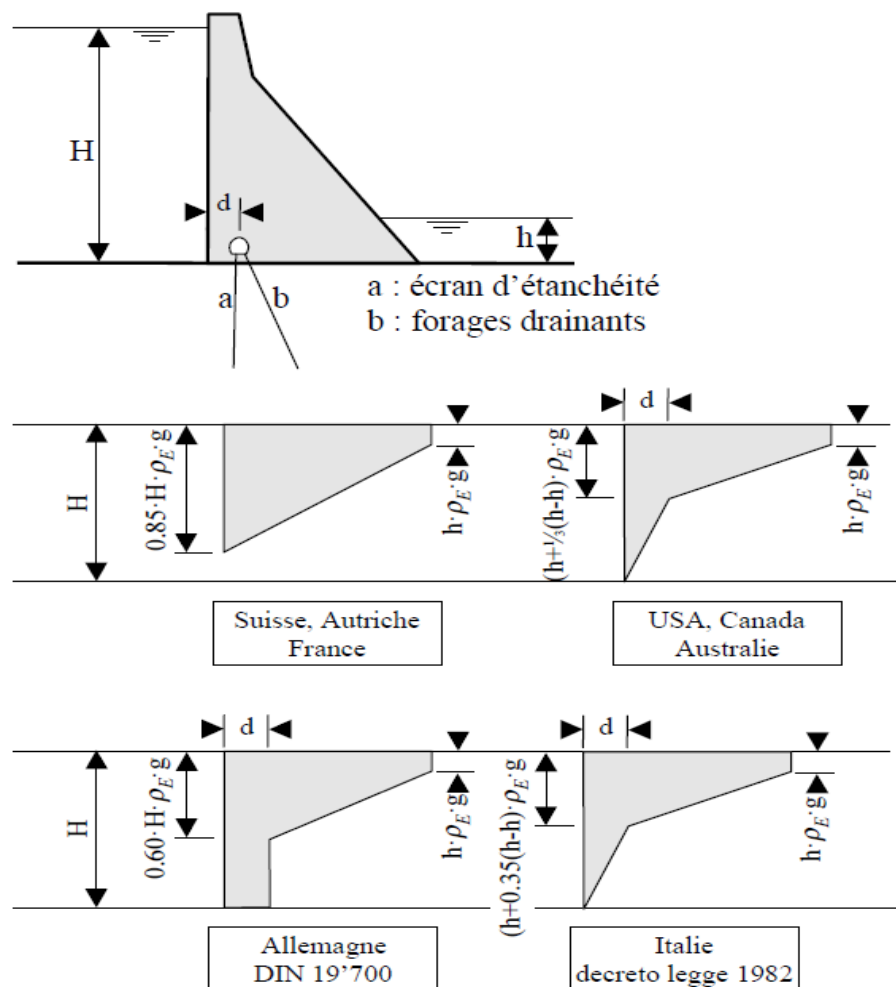


Fig. 5 - Diagramas de Subpressões de outros países (EPFL, 2006)

2.2.4. AÇÃO SÍSMICA

A ocorrência de um sismo é atribuída a uma súbita libertação de energia numa falha, devida a uma rotura mecânica iniciada no foco ou hipocentro, dando lugar à propagação de vibrações sob a forma de ondas de diversa natureza (R.Faria,1994). Normalmente, a origem da onda é um movimento de uma falha algures na crosta terrestre. A sua severidade tem várias variáveis envolvidas, tais como as características dos sismos e terrenos, bem como a distância ao epicentro e profundidade do foco.

2.2.4.1 - Parâmetros sísmicos

Diferentes parâmetros são utilizadas com o objectivo de avaliar e caracterizar a ação sísmica. A grandeza mais habitualmente associada a uma ação sísmica é a sua magnitude. Esta permite a classificação de um sismo e a sua consequente hierarquização perante as restantes manifestações. A magnitude relaciona-se com a energia libertada no processo de formação de um sismo. A ação sísmica está, também, ligada à sua aceleração, sendo que esta é a componente de solicitação física que actua nas estruturas. Este parâmetro pode ser caracterizado a partir da aceleração mais gravosa (aceleração de pico), curvas espectrais ou acelerogramas (registo de acelerações temporais). A caracterização da ação também está muitas vezes relacionada com a respectiva duração.

De seguida é importante esclarecer cada um destes parâmetros. A aceleração de pico no solo diz respeito à maior aceleração verificada no solo aquando da ação em questão. Este registo resulta de relações empíricas que relacionam os registos sísmicos, fatores que atenuam a ação, a distância à fonte e a magnitude do sismo. No entanto, os picos de aceleração não provocam danos irreversíveis na estrutura, uma vez que pouco é o tempo em que se verificam. Assim, algumas Normas (CFBR, 2012) sugerem a aplicação de um fator de $2/3$ para estas acelerações, de forma a obter uma representação mais adequada da resposta da estrutura. Foi, também, estipulado um coeficiente de 0.3 (CFBR, 2012) para a componente vertical de um sismo quando este é combinado com a sua componente horizontal, uma vez que é improvável/muito rara a simultaneidade de acelerações de pico nas duas direções.

Quanto ao espectro de resposta, por definição designa as respostas máximas (neste caso em aceleração) de todos os sistemas possíveis de um grau de liberdade para um dado amortecimento do sistema. O espectro é normalmente obtido a partir de vários registos de acelerogramas inseridos na mesmas "condições de vibração", dependentes do local em que se inserem. Na falta de um número de registos adequado, a solução passará pela utilização de formas de espectro já idealizadas. Estas formas são idealizadas para uma escala de 1g de forma a posteriormente se aplicar um fator, que pode ter como objectivo obter no espectro uma determinada aceleração do solo, uma velocidade ou garantir outro parâmetro do espectro (intensidade espectral, por exemplo).

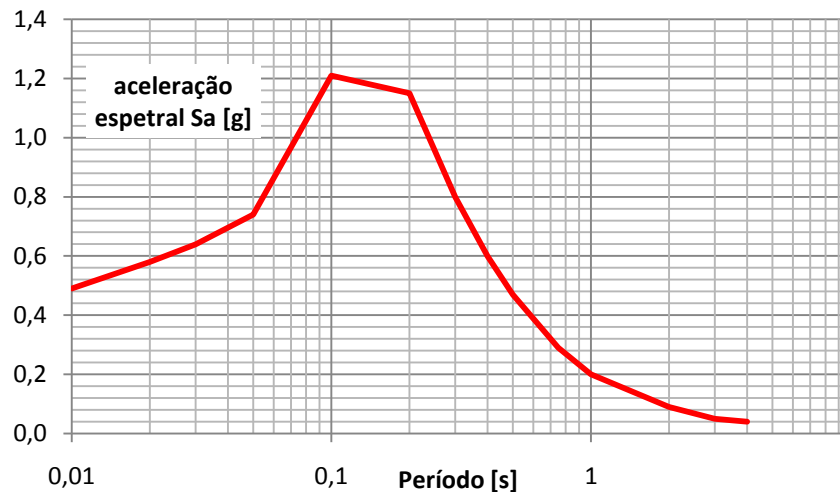


Fig. 6 - Exemplo de Espectro de resposta

Por fim, o registo temporal de acelerações ("acceleration time histories") constitui uma definição dos parâmetros sísmicos que permite uma análise bastante mais completa. No caso de barragens de maior dimensão e/ou em áreas de sismicidade relevante, em que pode ser necessário uma análise não-linear, o registo temporal é uma caracterização indispensável. A Norma Portuguesa (NPB, 1993) recomenda a utilização de vários sismos na análise, uma vez que alguns podem apresentar baixo conteúdo em energia numa determinada frequência e assim não é possível englobar todos os cenários possíveis na resposta.

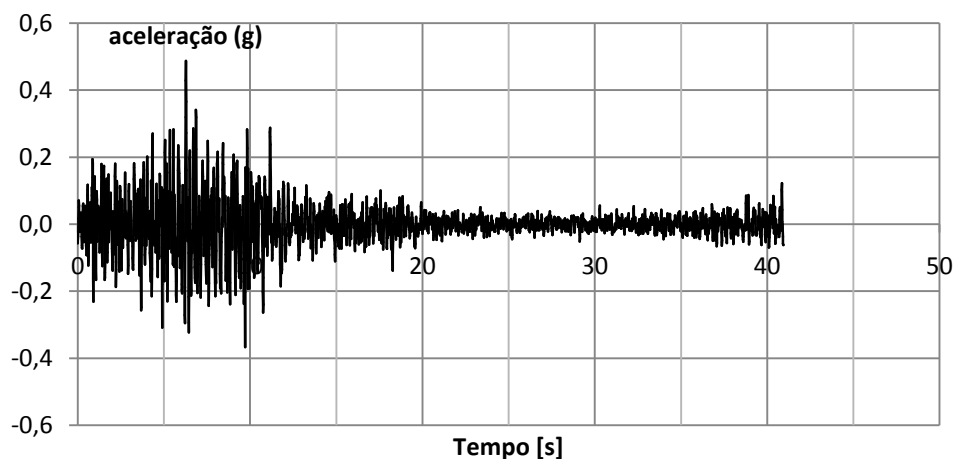


Fig. 7 - Exemplo de um acelerograma

A análise referida requer a consideração de séries cronológicas que traduzam a "história" dos movimentos do terreno, nomeadamente sob a forma de registos de deslocamentos, de velocidades e de acelerações (R.Faria, 1994). Sendo assim, a caracterização poderá corresponder ou a sismos reais ou a sismos gerados de forma artificial.

No caso dos sismos reais, só registos de acelerogramas na proximidade do local da barragem são de interesse. Não sendo possível obtê-los na fase de projeto, a solução será gerar diferentes sismos de

natureza artificial, criados a partir de uma ação pré-estabelecida. Essa ação poderá ter como base um estudo de risco sísmico do local da estrutura, ou pode ser gerada matematicamente a partir de espectros de resposta alvo definidos por um regulamento/experiência.

2.2.4.2. - Caracterização sísmica

A definição e caracterização sísmica constitui uma matéria de grande complexidade, pois trata-se de um fenómeno dependente de um vasto número de variáveis naturais, com um período de ocorrência que em geral ultrapassa amplamente o período de uma vida humana. Um estudo sismológico de um local deve abranger o máximo número de variáveis intervenientes na ação sísmica. Englobando uma análise a diferentes escalas geográficas: a nível do local da obra, da região em que se insere (num raio de dezenas de quilómetros do local) e numa escala de "província tectónica" (algumas centenas de quilómetros).

O processo de estudo inicia-se com um estudo tectónico nas diferentes escalas referidas. O objectivo é identificar falhas e sistemas de falhas potencialmente geradores de sismos. De seguida, as atenções recaem sobre as falhas activas máximas existentes no local, cuja análise é de vital importância. O historial sísmico constitui sempre uma base do estudo sismológico, embora nem sempre se conheça ou, por qualquer razão, não se possa relacionar a actividade passada com a geologia actual conhecida (Cornell, 1968). A obtenção de dados de sismos registados incide sobre a profundidade de focos, epicentros, magnitudes, sismogramas e durações. O estudo termina sempre com uma análise relativa ao local. Revela-se indispensável a caracterização dos terrenos e estudo da propagação das ondas entre focos e locais de obra. O estudo geológico tem neste ponto um papel relevante, pois a partir deste é possível identificar estruturas geológicas como mecanismos de propagação e atenuação de vibrações. Com esse propósito, existe interesse em identificar mudanças de características no terreno, possíveis falhas/descontinuidades locais, interpretar a formação do solo circundante e as condições hidro-geológicas que se verificam.

Todo este processo tem como objectivo a análise do risco sísmico associado a um determinado local. O risco sísmico define-se como a probabilidade de se igualar ou exceder um determinado valor de perdas absolutas em consequência da ocorrência de um evento sísmico na região e num período de tempo de exposição especificado, sendo uma função da perigosidade, da vulnerabilidade e do valor dos elementos em risco (exposição). A perigosidade está relacionada com a probabilidade de se exceder um determinado nível de movimento do solo, a vulnerabilidade refere-se à probabilidade de um elemento sofrer danos e a exposição sísmica converte em valor (humano ou económico) as perdas associadas à ação. Os três parâmetros referidos são as variáveis da função "risco sísmico" e cada um deles carece de um modelo específico para a sua quantificação.

A análise do Risco Sísmico ("seismic hazard analysis") permite estabelecer uma relação entre os parâmetros de um sismo e a sua ocorrência. Assim, é possível definir as ações sísmicas quanto à sua grandeza, forma e duração. Para efeitos da análise da estrutura a uma determinada ação de uma fonte sísmica, são considerados pelos regulamentos (universalmente) três sismos representativos dos vários cenários de carga da fonte em questão. A obtenção destas ações pode ser realizada através de uma análise determinística ou probabilística. A análise probabilística está relacionada com a possibilidade de ocorrência no tempo destes fenómenos e a análise determinística é uma avaliação das ocorrências em si. Para o efeito serão definidos os três sismos representativos de uma fonte sísmica: Sismo Máximo Credível (SMC), Sismo Máximo de Projeto (SMP) e Sismo Base de Projeto (SBP), sendo que estes dois últimos representam cenários de projeto.

O Sismo Máximo Credível (SMC) apresenta-se como o maior sismo (maior magnitude) considerado como possível/razoável de ser libertado por uma determinada falha ou província tectónica. Esta é a ação mais gravosa que pode afectar uma barragem no local em questão. Este é usualmente estabelecido de uma forma determinística.

Por sua vez, o Sismo Máximo de Projeto (SMP) refere-se ao nível máximo de ação sísmica considerado para a concepção da estrutura, para este nível de vibração são aceites danos na estrutura. No entanto, estes sismos nunca devem provocar a rotura da mesma, sob pena de provocar um escoamento incontrolável da água vinda do reservatório e consequentemente danos inconcebíveis para as populações. Para barragens próximas de falhas que acarretem um elevado risco sísmico podem-se considerar níveis de vibração semelhantes ao Sismo Máximo Credível (SMC), esta decisão pertence à entidade responsável pela obra. Desta forma, o tipo de avaliação de parâmetros determinístico mostra-se mais indicado para regiões com sismos mais frequentes na sua ocorrência. A análise probabilística para longos períodos de retorno (normalmente cerca de 10.000 anos) é, contudo, mais adequada na generalidade dos casos.

O Sismo Base de Projeto (SBP) é a ação representativa de um nível de sismo tal que a barragem, após o fim deste, deve manter as suas funcionalidades intactas e os estragos devem ser mínimos, facilmente reparáveis. Esta ação tem uma base bastante económica na sua caracterização, uma vez que é interessante minimizar à partida possíveis custos de reparação que posteriormente podem significar encargos superiores do que numa melhor solução inicial. No entanto, uma análise baseada num princípio puramente económico não se torna muito exequível a nível estrutural e portanto tipicamente pretende-se assegurar um período mínimo de retorno da ação sísmica de 145 anos (análise probabilística).

A ação sísmica é, desta forma, caracterizada em projeto pelo SMP e SBP, sendo que cada um destes sismo é parametrizado (em cada direção) por uma aceleração de pico, um espectro de resposta e um registo de acelerações no tempo.

2.2.5. AÇÃO HIDRODINÂMICA

O fenómeno sísmico também causa efeitos no reservatório de água. A excitação na estrutura e no solo causa uma perturbação na massa de água do reservatório a montante (ação mais relevante devido à maior massa existente em montante), criando pressões hidrodinâmicas devido às perdas de energia nas fronteiras do reservatório. Assim há que contar com uma ação hidrodinâmica, que se acrescenta à ação hidrostática da água, desestabilizando o bloco na direção horizontal.

Westergaard formulou uma hipótese simplificada para caracterizar o efeito hidrodinâmico no paramento montante. A quantificação da interação entre a água e a estrutura foi simplificada através de uma distribuição de pressões estudado pelo mesmo. Esta quantificação da ação hidrodinâmica corresponde a uma solução analítica que tem a sua base nas seguintes simplificações: a barragem é totalmente rígida, o fluido (água) incompressível, o reservatório semi-infinito (infinito na dimensão que tende para montante), apenas é considerada uma excitação horizontal e não é contabilizada nenhuma perturbação à superfície do fluido (ondas superficiais).

O diagrama de pressões assumido por Westergaard tem a forma parabólica representada na Figura 8:

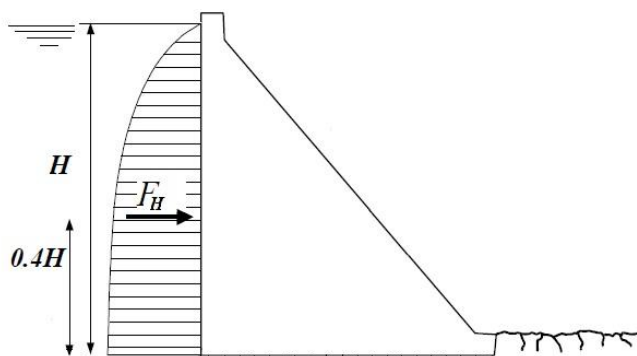


Fig. 8 - Diagrama de pressões Hidrodinâmicas de Westergaard

O impulso resultante " I_{HD} " pode ser calculado pela Equação (3). " C_m " é um coeficiente que depende da inclinação do paramento a montante, para um paramento vertical o seu valor é de 0.749. A altura da água excitada pela ação sísmica é descrita pelo parâmetro " H ", em metros. " ρ_w " é a massa específica da água, considerada como 1000 Kg/m^3 . Por sua " α_H " caracteriza a aceleração sísmica horizontal em unidades de aceleração gravítica (g).

$$I_{HD} = \frac{8 + 3\pi}{24} \cdot C_m \cdot \alpha_H \cdot \rho_w \cdot H^2 \quad [\text{KN/m}] \quad (3)$$

O método desenvolvido por Westergaard é uma aproximação do comportamento real do fluido. Existe, para métodos mais rigorosos, a possibilidade de modelar o comportamento do fluido a partir de parâmetros hidráulicos.

2.2.6. AÇÃO TÉRMICA

Uma vez que se trata de uma estrutura formada por betão em massa, o efeito da temperatura exterior poderá ser bastante desfavorável. No entanto, no presente trabalho não será abordada esta vertente complexa da análise de barragens. Assim, serão desprezados os efeitos desta.

2.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A verificação de segurança de barragens do tipo gravidade tem duas fases essenciais no seu processo. Primeiramente é de extrema importância verificar a estabilidade da estrutura e a capacidade de carga do solo de fundação. Depois de garantida a estabilidade, segue-se a análise da magnitude e distribuição das tensões internas na estrutura. Para estas fases são consideradas as ações estáticas e dinâmicas. Sendo assim, o que poderá variar é apenas o modelo de cálculo.

2.3.1. ESTADOS LIMITES

Como anteriormente foi referido, o dimensionamento estrutural tem dois objectivos comuns e fundamentais a qualquer construção: minimizar o risco de colapso estrutural, dentro dos parâmetros

descritos como níveis aceitáveis de risco, e conferir um funcionamento adequado durante o seu período útil de vida. (R.Pereira, 2011). A validação de uma solução estrutural é realizada através da verificação do seu comportamento previsível e da concepção de sistemas de cargas possíveis de ocorrer para um determinado conjunto de situações, designadas por estados limites. (A.A.R.Henriques, 1998).

Os regulamentos europeus de barragens definem níveis de solicitação idealizados de forma a representar apropriadamente os cenários de carga (combinações de ações) que a estrutura pode vir a receber no seu período de vida útil. Estas considerações podem ser assemelhadas às teorias desenvolvidas para as estruturas correntes do betão-armado, embora com algumas diferenças.

O estado limite forma a fronteira que separa os requisitos de desempenho idealizados pelo regulamento e as situações indesejáveis. Assim surgem os conceitos de Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Utilização (ELUt) para circunstâncias de projeto. De seguida procede-se à caracterização de ambos, bem como a sua aplicação no âmbito do projeto de barragens do tipo gravidade.

2.3.1.1. Estados Limites Últimos (ELU)

Como foi referido, a regulamentação define estes estados como cenários extremos, em que é necessário garantir a segurança da estrutura ao colapso total. Estes Estados correspondem aos definidos na Norma Portuguesa (NPB, 1993) como cenários de rotura. A Norma Francesa (CFBR, 2012) classifica este cenário como "cenários de condições acidentais". A barragem poderá encontrar-se bastante danificada e longe das circunstâncias ideais para funcionamento, no entanto deverá garantir a segurança da vida humana, defendendo a estabilidade do escoamento a jusante da estrutura.

Essencialmente dois cenários são previstos: a presença de uma ação sísmica de alta intensidade e a existência dum fenómeno extremo de cheias. A ocorrência destas duas situações em simultâneo é considerada bastante improvável e de carácter excessivamente extremo.

O cenário de rotura com ações dinâmicas corresponde ao cenário que engloba o anteriormente referido de Sismo Máximo de Projeto (SMP). O resto das ações mantém-se em condições normais de funcionamento, ou seja, é considerado um nível de água correspondente a um Nível Pleno de Armazenamento (NPA). As ações envolvidas encontram-se caracterizadas em (4).

$$\text{Peso Próprio} + \text{Ação Hidrostático (NPA)} + \text{Ação Hidrodinâmica (NPA)} + \text{Subpressão (NPA)} + \text{SMP} \quad (4)$$

No cenário de cheia, cenário estático de rotura, o cálculo é direccionado para a consequência que as condições naturais extremas provocam no nível de água da albufeira. Assim, a diferença para as condições normais de utilização é a subida do nível de água de Nível Pleno de Armazenamento (NPA) para um Nível Máximo de Cheia (NMC). Sendo assim regista-se um aumento na pressão hidrostática e nas sub-pressões. A ação sísmica não é considerada.

$$\text{Peso Próprio} + \text{Impulso Hidrostático (NMC)} + \text{Subpressão (NMC)} \quad (5)$$

2.3.1.2 Estados Limites Utilização (ELUt)

Estes estados assemelham-se aos considerados na Norma Portuguesa (NPB, 1993) como cenários correntes dinâmicos e estáticos. Por sua vez na Norma Francesa (CFBR, 2006) são considerados como cenários raros ou transitórios (cenários correntes dinâmicos) e como cenários de condições usuais (cenários correntes estáticos). A intenção passa por garantir o funcionamento da barragem e dos seus órgãos associados para situações de carga definidas como correntes.

De acordo com os regulamentos, o cenário dinâmico deste estado limite corresponde a um sismo de intensidade média e um nível de água em condições normais de exploração. O Sismo Base de Projeto, acompanhado pelas ações correspondentes a um Nível Pleno de Armazenamento, constituem o nível de carga considerado para situações de serviço.

$$\text{Peso Próprio} + \text{Ação Hidrostática (NPA)} + \text{Ação Hidrodinâmica (NPA)} + \text{Subpressão (NPA)} + \text{SBP} \quad (6)$$

Nos cenários correntes estáticos (NPB, 1993), ou cenários usuais (CFBR, 2012), contabilizam-se unicamente as cargas estáticas correspondentes a uma NPA.

$$\text{Peso Próprio} + \text{Impulso Hidrostático (NPA)} + \text{Subpressão (NPA)} \quad (7)$$

2.3.2 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE E CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO

Inicialmente é importante perceber se a estrutura se adapta às condições físicas em que se insere. Esta nunca poderá ser uma solução estrutural se não conseguir absorver os esforços provenientes das ações exteriores. Para tal, a fundação e a sua ligação à estrutura têm também um papel fundamental.

Como anteriormente foi referido, uma das características inerentes a este tipo de construções, barragens do tipo gravidade, é o facto do seu peso próprio constituir a principal ação estabilizadora da estrutura enquanto corpo rígido. Estas estruturas funcionam, por princípio, como uma cunha que transmite à fundação as cargas exteriores. O conjunto de forças em questão tende a desestabilizar transversalmente o corpo, o que impede o seu funcionamento estrutural. Sendo assim, é essencial verificar a segurança ao derrubamento (rotação do corpo em torno de um eixo longitudinal na extremidade inferior de jusante), ao deslizamento (translação ao longo da superfície descontínua rocha-betão ou de descontinuidades existentes no maciço de fundação, nas vizinhanças da superfície) e a capacidade de carga da fundação (esta última verificação normalmente não origina problemas uma vez que a superfície de transmissão de carga à fundação tem dimensões elevadas).

As verificações atrás referidas são realizadas normalmente através da contabilização das ações estabilizadoras e desestabilizadoras numa secção ou ponto em que a segurança é colocada em causa. A ideia será garantir que as ações estabilizadoras se superiorizam às que provocam a instabilidade. Para tal, a Norma Portuguesa (NPB,1993), tal como grande parte das Normas Europeias, recomenda o uso de fatores de segurança nas ações estabilizadoras ao deslizamento. O valores destes depende do cenário em questão.

A verificação da estabilidade deve ser executada numa fase anterior ao cálculo dos esforços estruturais, uma vez que esta está relacionada directamente com a geometria da barragem. Aspectos

como a inclinação do paramento de montante, o aumento da área da secção (e consequente aumento do peso próprio) e a inclinação da base da estrutura (ligação betão-fundação), influenciam bastante a segurança da barragem a nível de estabilidade. Sendo assim, esta análise constitui um pré-dimensionamento da estrutura, como tal é de todo o interesse a utilização de métodos expeditos para o efeito. Os métodos simplificados da análise sísmica (Análise Pseudo-estática e Pseudo-dinâmica) são ideais para a fase do projeto descrita.

2.3.2.1 Segurança ao derrube

O cálculo da segurança ao derrube tem o seu suporte no cálculo da posição da resultante das forças mobilizadas na estrutura. A comparação da posição desta resultante, calculada para uma certa combinação de cargas, com a posição admitida pelos regulamentos é suficiente para avaliar a segurança. A posição recomendada pelos regulamentos advém de critérios estabelecidos para cada cenário de carga. Estes critérios têm normalmente as suas bases na tentativa de controlar minimamente as tensões existentes no betão e simultaneamente a segurança ao derrube.

Para cenários correntes estáticos (condições usuais) pretende-se um nível de tensões de tração quase inexistente na estrutura. Caso o ponto de aplicação da resultante das forças seja fora do terço central da base, é criada uma zona de não-compressões na pressão exercida pela estrutura no solo. Esta situação poderá ser desfavorável para a ligação da estrutura ao maciço de fundação. Desta forma, definiu-se que para cenários correntes estáticos a resultante das forças aplicadas deverá existir dentro do terço central da base da estrutura.

Por outro lado, em cenários de rotura (condições extremas) apenas se pretende garantir puramente a segurança ao derrube e portanto não é admitida uma localização da resultante fora da base da estrutura.

Load Condition	Resultant Location at Base
Usual	Middle 1/3
Unusual	Middle 1/2
Extreme	Within base

Fig. 9 - Fatores de Segurança (USACE , 1995)

A localização do ponto de aplicação da resultante das forças obtém-se aplicando à estrutura todas as forças para o caso de carga em questão, tanto verticais como horizontais. Cada uma destas ações gera um momento em relação ao ponto da base de jusante. No entanto, é importante sublinhar que unicamente as forças verticais originam tensões na base, contribuindo de forma decisiva para a estabilidade global.

Assim, relacionando o somatório dos momentos referidos " $\sum M$ " e o somatório das forças verticais " $\sum V$ " actuantes chega-se ao objectivo pretendido. O cálculo referido é ilustrado pela equação (8).

$$Excentricidade_{Resultante} \times \sum V = \sum M \Leftrightarrow Excentricidade_{Resultante} = \frac{\sum M}{\sum V} \quad (8)$$

2.3.2.2 Segurança ao deslizamento

Esta verificação tem a sua base nos métodos de equilíbrio-limite. Efectua-se o cálculo do fator segurança como uma medida da resistência da estrutura ao deslizamento segundo um plano preferencial. Este plano pode ser na base da barragem, numa junta de betonagem ou numa descontinuidade existente no maciço de fundação. O deslizamento é analisado num plano, tendo em consideração que toda a estrutura se deslocará em translação ao longo do mesmo. Neste trabalho apenas se abordará o caso mais comum, o deslizamento entre betão e rocha.

A questão da segurança ao deslizamento é uma questão algo complexa na estabilidade de uma barragem. O estudo das descontinuidades que podem formar planos preferenciais de deslizamento engloba diversos tipos de ensaios, tanto "in situ", através de provetes preparados, como em laboratório, através de amostras recolhidas no local.

Uma descontinuidade é uma falha física entre dois materiais. Embora supostamente adjacentes, estes materiais estão parcialmente divididos e, em certo nível, encaixados. Isto porque a descontinuidade nunca será um plano perfeitamente uniforme. Para existir deslizamento, ou seja, um deslocamento segundo o plano da descontinuidade, é necessário mobilizar as tensões tangenciais necessárias para avançar com o deslocamento, galgando a rugosidade correspondente à intersecção dos materiais e contrapondo as tensões normais que tendem "fechar a falha". Assim, à medida que as tensões tangenciais assumem valores superiores, a componente atrítica ganha relevância à componente devido à coesão.

A rugosidade das faces das descontinuidades de maciços rochosos é considerada como uma das características dominantes que condicionam o seu comportamento mecânico (Muralha, 1995). Portanto é imprescindível que, aquando da escavação do solo de fundação para efectuar a entrega da estrutura neste, se explore uma rugosidade "artificial"/criada entre o betão e a rocha.

O fator de segurança na descontinuidade betão-rocha apresenta-se como uma razão entre tensões tangenciais resistentes e tensões tangenciais aplicadas, tal como exposto na equação (9). A resistência tangencial ao deslizamento é dada pelo critério de rotura de Mohr Coulomb. Esta lei será afectada posteriormente de fatores de segurança no lado da resistência.

$$\begin{aligned}
 FS &\geq 1 \\
 \Leftrightarrow \frac{\tau_{Resistente}}{\tau_{actuante}} &\geq 1 \\
 \Leftrightarrow \frac{(\sigma_n \cdot \tan \phi + C)}{\tau_{actuante}} &\geq 1
 \end{aligned} \tag{9}$$

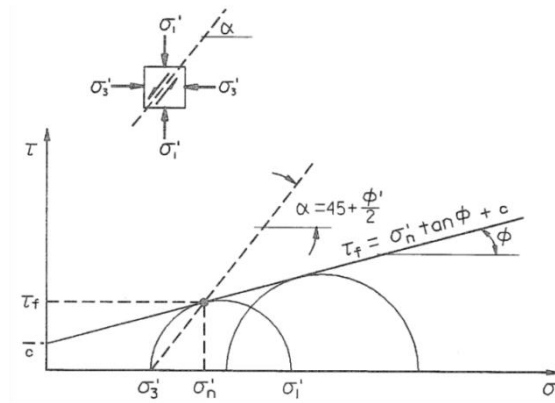


Fig. 10 - Lei de Mohr-Coloumb (retirado de Wikipédia)

A rugosidade da superfície está associada à coesão (C). Enquanto que a parcela atrítica da resistência está presente através do termo $\sigma_n \cdot \tan(\Phi)$, em que Φ é o ângulo de atrito. Sobre o valor do ângulo de atrito, uma discussão bastante pertinente pode ser levantada.

Através dos ensaios de provetes sob o efeito de uma tensão normal constante e tensão tangencial crescente com deslocamento, é possível distinguir dois valores de resistência tangencial. O primeiro, a Resistência Tangencial de Pico, corresponde à tensão mobilizada para baixos valores de deslocamento. De seguida, para valores de deslocamentos cada vez maiores, a resistência tende para um valor residual (Resistência tangencial residual), este valor é igual ou inferior ao de pico. O arco cuja tangente é o declive da relação entre o valor da tensão tangencial e o valor da tensão normal é designado por ângulo de atrito interno, de pico ou residual (consoante a tensão tangencial em questão).

$$\Phi_p = \tan^{-1} \left(\frac{d\tau_p}{d\sigma_n} \right) \quad (10)$$

$$\Phi_r = \tan^{-1} \left(\frac{d\tau_r}{d\sigma_n} \right) \quad (11)$$

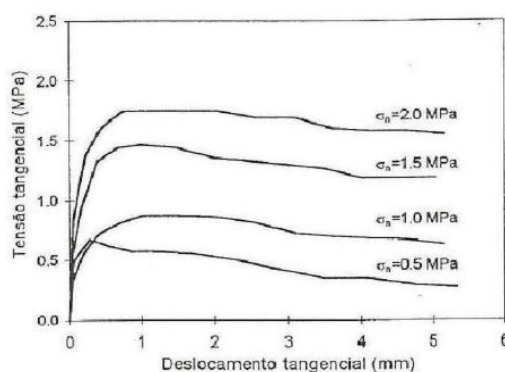


Fig. 11 - Tensões de pico e Tensões Tangenciais (R.Pereira. 2011)

Pode-se constatar que o valor de pico apresenta grande rigidez inicial porque o fenómeno tem em conta a contribuição da rugosidade da superfície, uma vez vencida esta rigidez inicial, apenas a parcela atrítica contribui para a resistência. Assim, deve-se considerar o ângulo de atrito residual para situações de cálculo em cenários de rotura

O valor da coesão requer uma consideração importante. Em situações de serviço esta parcela resistente contribui de forma importante para a estabilidade, mantendo-se durante as condições de carga em questão e garantindo a imobilização da estrutura em conjunto com o atrito. No entanto, em condições extremas/acidentais, a rugosidade é rapidamente vencida pela severidade das ações. Como apenas contribui para a resistência numa fase inicial, a sua consideração na segurança não é cautelosa, logo não será considerada a sua contribuição para a resistência ou será considerado um valor residual.

O cálculo da segurança também se pode efectuar através de um rácio de forças de corte, uma vez que a área em questão é igual para todo o cálculo. De seguida apresenta-se o cálculo segundo as Normas Portuguesas (NPB,1993), bem como os fatores de segurança sugeridos. Várias Normas Europeias, como a Francesa, seguem o mesmo procedimento, apenas apresentam ligeiras mudanças nos valores dos fatores de segurança. Normalmente, os fatores de segurança são contabilizados do lado da resistência, diretamente no valor da tangente do ângulo de atrito e na coesão, tal como indicado em (12).

$$T_{\text{Resistente}} \geq T_{\text{actuante}}$$

(12)

$$\Leftrightarrow \left(\frac{N \cdot \tan \phi}{\gamma_{\phi}} + \frac{C}{\gamma_c} L_{\text{base}} \right) \geq T_{\text{actuante}}$$

Quadro 2- Fatores de segurança ao deslizamento (NPB,1993)

	Cenário Corrente	Cenário Rotura
$\gamma_{\text{tg } \phi}$	1.5 a 2	1.2 a 1.5
γ_c	3 a 5	-

Quadro 3 - Fatores de segurança ao deslizamento para a tangente do ângulo de atrito (CFBR, 2012)

Coefficient partiel γ_{mtang}	Combinaison quasi-permanente $\gamma_{mtang-qp}$	Combinaisons rares $\gamma_{mtang-rare}$	Combinaisons extrêmes $\gamma_{mtang-ext.}$
corps du barrage	1,5	1,2	1

Quadro 4 - Fatores de segurança ao deslizamento para a Coesão (CFBR, 2012)

Coefficient partiel γ_{mC}	Combinaison quasi-permanente γ_{mC-qp}	Combinaisons rares $\gamma_{mC-rare}$	Combinaisons extrêmes $\gamma_{mC-ext.}$
corps du barrage	3	2	1

2.3.3 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES INTERNAS

Esta segunda fase de verificações envolve uma análise criteriosa das tensões existentes na estrutura. A análise será feita considerando um regime linear elástico. Nos esforços de compressão não deverá residir um grande problema, tipicamente nestas estruturas as tensões de compressão são baixas quando comparadas com a resistência do betão. No entanto, devido à economização do betão no núcleo (de Classe de Resistência mais baixa), não se dispensa a verificação adequada.

O tipo de estrutura em questão, sendo constituída apenas por betão simples, tem uma tolerância muito reduzida às tensões de tração, consequentemente são estas que controlam a análise dinâmica. Surge, assim, a necessidade de estudar pormenorizadamente a distribuição e grandeza das tensões, bem como outros fatores (por exemplo, o tempo durante o qual cada zona excede o valor de resistência à tração). Este estudo, uma vez que tem extrema importância na segurança, também poderá exigir métodos de quantificação das ações mais desenvolvidos, de forma a realizar análises dinâmicas de outra ordem de detalhe. Sendo assim, e tratando-se de uma fase avançada do projeto, exige-se a utilização de um cálculo mais avançado. Neste caso utilizaram-se os modelos de cálculo numérico por elementos finitos.

2.3.3.1. Propriedades dinâmicas dos materiais

As resistências uni-axiais dinâmicas do material betão, quando sujeito a compressões ou trações, são utilizadas para a verificação da segurança da barragem. De forma a não sobrestimar o valor destas resistências, os valores tidos em conta devem ser conservativos (EPFL, 2006). O valor que controla a resistência do corpo da barragem deve resultar de diferentes ensaios a consideráveis volumes de betão. A utilização dos valores característicos é uma estimativa prudente do material do corpo da barragem.

No que diz respeito ao maciço de fundação, o comportamento dinâmico deve ser tido em conta através de ensaios para avaliar o módulo de elasticidade. Caso não estejam disponíveis ensaios dinâmicos, o módulo de elasticidade dinâmico pode-se relacionar com o módulo de elasticidade estático determinado no local. Os restantes parâmetros do maciço (coeficiente de Poisson e densidade) mantêm-se iguais aos estáticos. O mesmo raciocínio pode-se fazer para o módulo de elasticidade do material betão.

O processo para obtenção das propriedades dinâmicos dos materiais é fornecido na equação (13) (EPFL, 2006).

$$E_{\text{dinâmico}} = 1,25 \cdot E_{\text{estático}}$$

$$f_{\text{ct,dinâmico}} = f_{\text{ctm}} \times 1.5 \quad (13)$$

$$f_{\text{c,dinâmico}} = f_{\text{ck}} \times 1.5$$

2.3.3.2. Fatores de segurança das tensões

De seguida, indicam-se os fatores de segurança regulamentares utilizados para a verificação de segurança das tensões a que a barragem está sujeita. Estes fatores limitam os valores resultantes da comparação entre as resistências dinâmicas dos materiais em questão com as tensões principais de tração e compressão da resposta da estrutura. São comparadas as Normas Portuguesas com as Francesas. A Norma Portuguesa revela uma certa abertura perante os cenários, cabendo ao Engenheiro Civil a tarefa de definir as suas prioridades. Nas equações (14) e (15) apresenta-se a forma de contabilização destes fatores e correspondente verificação de segurança.

$$\sigma_{\text{tração ,principal}} \geq \frac{f_{\text{ct,dinâmico}}}{\gamma_{\text{tração}}} \quad (14)$$

$$\sigma_{\text{compressão ,principal}} \geq \frac{f_{\text{c,dinâmico}}}{\gamma_{\text{compressão}}} \quad (15)$$

Quadro 5 - Coeficientes Parciais das tensões da Norma Portuguesa (NPB,1993)

Coeficiente Parcial	Cenário Corrente	Cenário de Rotura
$\gamma_{\text{tração}} \text{ ou } \gamma_{\text{compressão}}$	2.5 - 4.0	-

Quadro 6 - Coeficientes Parciais das tensões da Norma Francesa (CFBR,2006)

Coeficiente Parcial	Condições Correntes	Condições raras/transitórias	Cenário acidental
$\gamma_{\text{tração}}$	3.0	3.0	1.0
$\gamma_{\text{compressão}}$	3.0	2.0	1.0

2.3.3.3. Amortecimento de barragens do Tipo Gravidade

Na prática, as características de amortecimento de estruturas são geralmente expressas em termos de coeficientes viscosos de amortecimentos equivalentes (USACE, 2003). Esta contabilização do amortecimento é proporcional à velocidade da resposta da estrutura, o que torna bastante conveniente a forma da equação de movimento da estrutura quando se procura uma solução no domínio do tempo.

Para barragens do tipo gravidade construídas sobre uma rocha competente, em que a fendilhação do betão não ocorre, o coeficiente de amortecimento viscoso deve ser considerado como 5% em relação ao amortecimento crítico (FEMA, 2005). No entanto, caso exista um comportamento não-linear moderado, como a abertura de juntas ou fendilhação do betão, poderá considerar-se um rácio de amortecimento viscoso superior, dentro do intervalo de 7% a 10%. Este amortecimento tem a conta a dissipação de energia pela abertura de fendas.

No entanto, a perda de energia destas estruturas depende da frequência da excitação. Assim, algumas análises tenderão a ser realizadas utilizando o amortecimento histórico ζ . A sua contabilização é semelhante ao coeficiente de amortecimento viscoso, sendo que depende deste e do rácio das frequências da solicitação e da resposta natural. Para $\beta=1$, a estrutura entra em ressonância.

$$\zeta = 2 \xi \beta \quad (16)$$

3

Análise dinâmica por métodos simplificados

Como foi já salientado, a análise dinâmica deste tipo de barragem preconiza um processo semelhante ao comum das estruturas. Inicialmente não se dispensa a fase de pré-dimensionamento geral da estrutura, sendo que é nesta fase que se vai adquirir a primeira ideia do que será a estrutura final: uma geometria, algumas indicações materiais, a inserção da estrutura na envolvente, uma ideia da resposta da estrutura e da distribuição dos esforços. Seria impossível passar a uma fase posterior sem uma hipótese susceptível de ser testada por métodos mais avançados.

Assim, neste capítulo serão apresentados dois métodos simplificados para o efeito: a análise Pseudo-estática e a Análise Pseudo-dinâmica. Ambos oferecem uma abordagem bastante simples do modelo físico complexo, tornando o processo de cálculo bastante mais célere. O objectivo passa, também, por simplificar ao máximo a quantificação dos parâmetros sísmicos e caracterizar a resposta da estrutura através de idealizações já estudadas.

3.1 ANÁLISE PSEUDO-ESTÁTICA

O método de análise sísmica pseudo-estático, ou também conhecido por método do coeficiente sísmico, apresenta-se como uma análise simplificada, ideal para um pré-dimensionamento da estrutura. A verificação da estabilidade da estrutura ao nível do deslizamento e do derrube são os principais objectivos.

A sua formulação parte do princípio de que a rigidez duma barragem do tipo gravidade é de tal ordem elevada, que esta poderá simplificarmente operar como um corpo rígido. A aceleração verificada na estrutura, aquando duma ação sísmica, será igual à aceleração do solo de fundação imediatamente adjacente, uma vez que não existe deformação na estrutura. Desta forma, a massa da barragem, quando excitada por uma ação sísmica, gera forças de inércia proporcionais à sua massa. Como é admitido o funcionamento de corpo rígido, as forças de inércia serão aplicadas no centro de massa da estrutura. A combinação destas forças de inércia com as cargas estáticas é uma contabilização aproximada das ações que solicitam a estrutura.

Uma vez que apenas se considera saber a ação máxima a que a estrutura está sujeita para um determinado cenário de carga, o método não tem em conta variações temporais de aceleração. Desta simplificação surge o nome do método (pseudo-estático), no fundo a carga sísmica será apenas uma carga estática equivalente, dependente da massa da estrutura " M " e da aceleração máxima estrutural

" a_{solo} ". O cálculo das forças sísmicas equivalente à própria ação pode ser efectuado como demonstra a equação (17).

$$F_{inércia} = F_{sísmica\ equivalente} = M \times a_{solo} \quad (17)$$

No entanto, é necessário ter em conta outros fatores. A ação sísmica tem a sua principal componente desestabilizadora na excitação horizontal, principalmente quando esta atinge um valor elevado na direção da pressão hidrostática de montante. Não é, todavia, de preterir a excitação sísmica de direção vertical, visto que quando aplicada é no sentido ascendente pode reduzir de sobremaneira a tensão normal na superfície de deslizamento e consequentemente a estabilidade da estrutura. Também se afigura como uma ação desestabilizadora ao derrube.

De forma a contabilizar as acelerações máximas de projeto a partir da aceleração de pico do solo ("Peak Ground acceleration", PGA), algumas normas elaboraram recomendações para um procedimento sintético e uma representação mais credível da realidade. Assim, as Normas Francesas (CFBR, 2012) (e várias normas de outros países) sugerem que um fator de 2/3 seja aplicado na aceleração de pico, de maneira a não representar a aceleração estrutural por valores de pico. Estes não provocam danos irreversíveis, uma vez que o intervalo de tempo em que se verificam é extremamente reduzido para provocar uma resposta na estrutura e a sua repetição muito reduzida durante o tempo da ação. Para efeitos deste trabalho foi definido o coeficiente " α " como o coeficiente efectivo de aceleração sísmica. Este é adimensional uma vez que é uma proporção da aceleração gravítica "g". De seguida explicita-se o cálculo (equações (18) a (21)) das forças sísmicas horizontais " F_H " e verticais " F_V " a partir do peso da estrutura e do coeficiente horizontal " α_H " e vertical " α_V ". " $W_{estrutura}$ " representa o peso da barragem.

$$\alpha_H = \frac{2}{3} \times \frac{PGA_H}{g} \quad (18)$$

$$F_H = W_{estrutura} \times \alpha_H \quad [KN/m] \quad (19)$$

As Normas sugerem um fator para a combinação da ação sísmica horizontal e vertical. No presente trabalho, utilizou-se o fator de 0.3 retirado das Normas Francesas (CFBR, 2012). Este fator justifica-se pela razão de que os valores mais elevados de acelerações máximas horizontais e verticais não se verificam simultaneamente, sendo que a combinação mais desfavorável envolve um valor superior da aceleração horizontal.

$$\alpha_V = \frac{2}{3} \times 0.3 \times \frac{PGA_V}{g} \quad [g] \quad (20)$$

$$F_V = W_{estrutura} \times \alpha_V \quad [KN/m] \quad (21)$$

A quantificação da interação entre a água e a estrutura aquando duma ação sísmica, pode ser quantificada simplificadamente por uma distribuição de pressões de Westergaard.

3.2 ANÁLISE PSEUDO-DINÂMICA

O método seguinte tem o mesmo propósito que o método pseudo-estático, inserindo-se nas análises preliminares, embora seja mais elaborado e realista. Descreve-se como um procedimento de análise simplificada em que a resposta se deve apenas ao modo de vibração fundamental, sendo estimada a partir do espectro de resposta de cálculo da ação sísmica (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987).

Surgiu como um melhoramento necessário às metodologias anteriores (com respostas "estáticas"). A sua concepção foi no sentido de incorporar, nos procedimentos de pré-dimensionamento, uma análise dinâmica simplificada da resposta da estrutura que representasse uma situação mais próxima da realidade.

A resposta dinâmica de estruturas com um baixo período de vibração, tal como as barragens de gravidade em betão, quanto excitadas por uma vibração sísmica, é substancialmente devida ao primeiro modo de vibração (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987).

Assim, justifica-se a adequabilidade deste método simplificado. Também faz parte do objectivo do método ultrapassar os falsos pressupostos dos métodos pseudo-estáticos. A interação da estrutura com o reservatório de água e a interação da estrutura com o seu maciço de fundação são fenómenos importantes na resposta sísmica, aqui pretende-se que sejam quantificadas minimamente. A formulação completa da interação fluido-estrutura produz pressões hidrodinâmicas dependentes da frequência e que podem ser interpretadas como um incremento de carga, um incremento de massa e um incremento de amortecimento (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987).

3.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO MÉTODO

A base do método é um modelo de viga em altura, que quando excitada por uma aceleração sísmica exhibe uma deformada por corte/flexão. O objectivo é o cálculo de forças laterais equivalentes à ação sísmica e ação hidrodinâmica, bastante semelhante à prática utilizada na análise sísmica de edifícios correntes. Para tal, aconselha-se a discretização da massa da estrutura (" m_{st} ") e da água excitada (" m_{wi} ") (segundo a distribuição de Westergaard) em várias partes (Figura 12). Posteriormente, as massas excitadas pela aceleração espectral originarão as forças equivalentes.

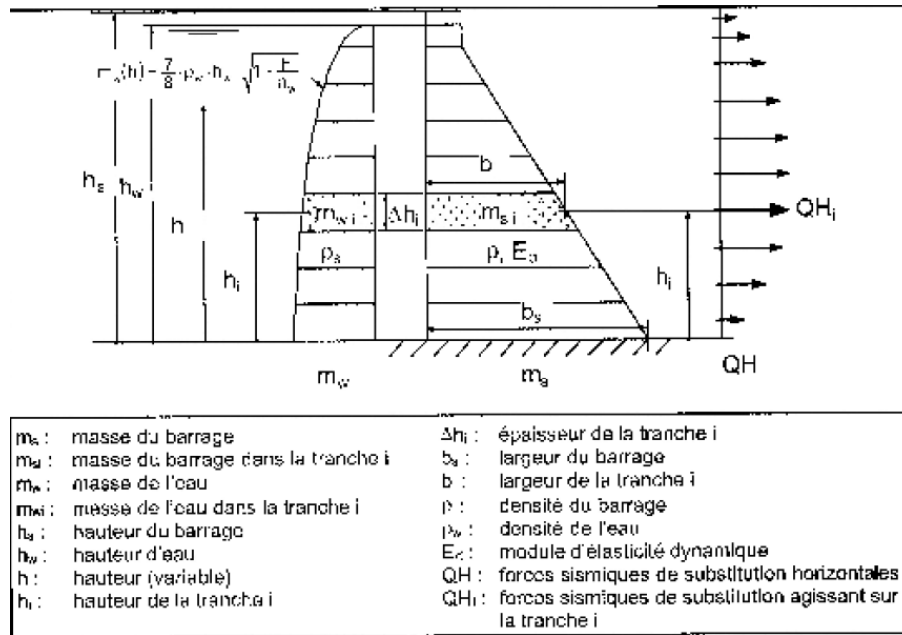


Fig. 12 - Divisão de Massas do Método Pseudo-dinâmico (EPFL, 2006)

$$m_{si} = \rho_s \times b_i \times \Delta h_i \quad [ton/m] \quad (22)$$

$$m_{wi} = \frac{7}{8} \times \rho_w \times h_w \times \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \times \Delta h_i \quad [ton/m] \quad (23)$$

$$m_i = m_{si} + m_{wi} \quad [ton/m] \quad (24)$$

A análise do modo de resposta fundamental de uma barragem é bastante complicado, uma vez que a interação estrutura-água-fundação introduz dependência na frequência, tal como termos complexos na interação com a fundação e reservatório (Chopra, 2011). Assim, a idealização do método tem a sua grande simplificação num sistema de um grau de liberdade previamente estudado.

Este método teve como pressuposto que cada perfil estava inserido em meio plano de fundação visco-elástico e que junto à estrutura se encontrava um reservatório com água armazenada. O paramento montante da barragem é assumido como sendo vertical (na realidade é uma pequena simplificação, no máximo poderá ter uma ligeira inclinação). A deformada máxima do modo de vibração fundamental resulta de uma aproximação a uma forma genérica, esta teve como base o estudo efectuado. O método apresenta também a hipótese de corrigir a resposta tendo em conta a contribuição de modos de vibração mais elevados.

3.2.2. CARACTERÍSTICAS DO MODO FUNDAMENTAL

De seguida apresenta-se a forma como se procede à quantificação dos parâmetros caracterizadores do modo fundamental de vibração (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987). Esta quantificação estabelece-se a partir das características físicas do sistema.

O cálculo do período de vibração fundamental do sistema tem em conta o funcionamento da estrutura e a sua interação com o maciço de fundação e com a água do reservatório. Assim, de forma a caracterizar este período fundamental com interação " \tilde{T}_1 " (referente à resposta do sistema total) é necessário calcular, de forma intermédia, períodos fundamentais para diferentes condições de fronteira.

Desta forma apresenta-se o período fundamental aproximado de uma barragem para uma situação em que não existe interação com a envolvente física " T_1 ". Este cenário equipara-se a uma situação em que a barragem é fundada num meio rígido e não está presente água no reservatório a montante. A equação (25), que fornece o resultado deste período fundamental, tem como variáveis o módulo de elasticidade média da barragem E_s (em KPa) e da altura da barragem H_s , em metros.

$$T_1 = 0.33 \frac{H_s}{\sqrt{E_s}} \quad (s) \quad (25)$$

Por sua vez, o período de vibração natural de um sistema de um grau de liberdade idealizado " \tilde{T}_r ", tendo em conta uma fundação rígida e a presença de um reservatório de água, é aproximado pela seguinte expressão:

$$\tilde{T}_r = R_r \cdot T_1 \quad (s) \quad (26)$$

O coeficiente R_r representa a contribuição da massa de água para o período do sistema. O seu valor advém de ábacos (Figura 13) resultantes de estudos com métodos mais rigorosos, estes relacionam variáveis como: as propriedades da barragem (Módulo de Elasticidade do betão E_s e a altura da barragem " H_s "), a profundidade da água do reservatório H_w e a capacidade de reflexão das ondas por parte dos materiais no fundo do reservatório " α ". Em casos em que não existem dados sobre o último indicador, é conservativo (para barragens novas ou recentes) adoptar valores de α entre 0.9 e 1.0.

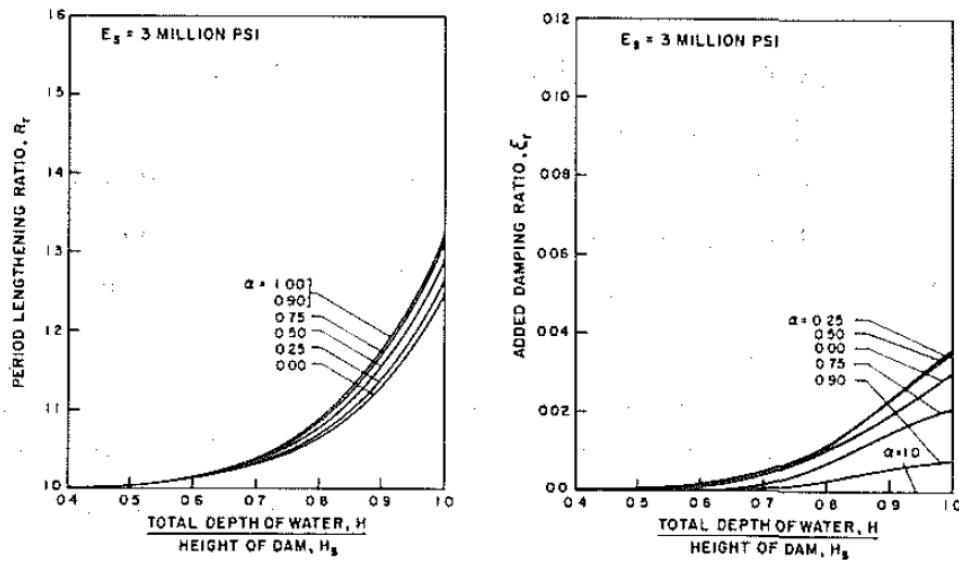
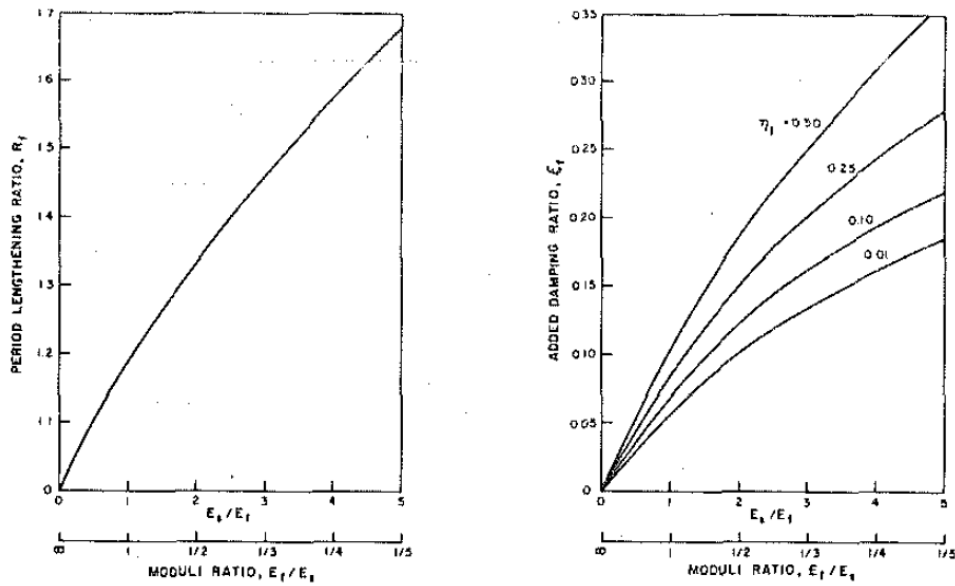


Fig. 13 - Abáculos para calcular R_f e ξ_f para um módulo de Elasticidade de 3 Kpsi (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987)

É possível calcular um período de vibração natural tendo em consideração a flexibilidade da fundação, uma vez que nunca num meio natural esta será completamente rígida, e admitindo um reservatório vazio. O cálculo está exposto na equação (27).

$$\tilde{T}_f = R_f \cdot T_1 \quad (s) \quad (27)$$

O coeficiente R_f depende das propriedades da barragem (Módulo de Elasticidade " E_s ") e das propriedades do maciço de fundação (Módulo de Elasticidade " E_f " e do coeficiente de amortecimento por histerese " η_f "). Este rácio pode também ser obtido por intermédio de ábacos (neste caso estão representados na Figura 14). Para o coeficiente de amortecimento por histerese do solo são necessários ensaios no local. Caso não existam dados para o quantificar as propriedades de amortecimento do solo, é recomendado o uso de um valor de $\eta_f = 1$. Contudo, o Rácio de interação R_f apresenta pouca sensibilidade ao valor do coeficiente $\eta_f = 1$.


 Fig. 14 - Abáculos para calcular R_f e ξ_f (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987)

Sobrepondo os efeitos de uma fundação com carácter flexível e um reservatório a montante na resposta do sistema, é possível chegar a um valor para o período fundamental (\tilde{T}_1).

$$\tilde{T}_1 = R_r \cdot R_f \cdot T_1 \quad (\text{s}) \quad (28)$$

Para obter a resposta da estrutura em aceleração através do espectro de resposta de cálculo, continua a ser necessário definir o amortecimento do sistema. Para tal, existe um procedimento semelhante ao da obtenção do período fundamental do sistema.

$$\tilde{z}_1 = \frac{1}{R_r} \cdot \frac{1}{(R_f)^3} \cdot z_1 + z_r + z_f \quad (29)$$

Pela mesma lógica, os amortecimentos viscosos considerados correspondem aos cenários de interações anteriormente referidos, a sua sobreposição resulta no valor do amortecimento viscoso global do sistema. Os amortecimentos para cada cenário são obtidos paralelamente aos rácios de interação, através dos mesmos parâmetros. Para o valor do amortecimento da estrutura z_1 sugere-se um valor de 5% (G. Fenves, A.k. Chopra, 1987).

A partir dos valores de \tilde{z}_1 e do estudo sísmico antecedente à aplicação deste método, é possível gerar um espectro de resposta horizontal e outro vertical para uma certa ação sísmica. Através do valor do período fundamental do sistema, \tilde{T}_1 , obtém-se a resposta máxima de um sistema de um grau de liberdade equivalente (pseudo-aceleração: $S_a(\tilde{T}_1, \tilde{z}_1)$).

Tal como anteriormente foi falado, interessa caracterizar o modo de vibração fundamental através da sua deformada idealizada, para posteriormente obter uma mais correcta distribuição das forças

equivalentes à ação sísmica. Assim, estabeleceu-se um fator de forma Ψ_i correspondente a um certo troço da barragem (resultante da divisão em várias massas). Este coeficiente está relacionado com a altura do centro de gravidade do troço em questão (" h_i ") e com a altura da própria barragem (" h_s ").

$$\Psi_i = 0.69 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^3 + 0.14 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right)^2 + 0.17 \cdot \left(\frac{h_i}{h_s}\right) \quad (30)$$

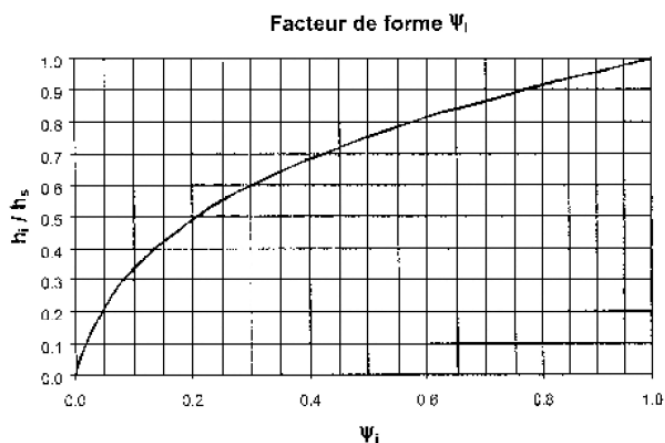


Fig. 15 - Forma do modo fundamental (EPFL, 2006)

Nem toda a massa total (massa da água excitada e massa da barragem) é mobilizada no modo fundamental. Surge assim um coeficiente de massa directamente relacionado com o modo em questão e com a massa de água existente no reservatório (cheio ou vazio). O Quadro 7 fornece valores para o efeito. b_s é o comprimento da base da barragem e h_s a altura da mesma.

Quadro 7 - Coeficiente de Massa do Modo Fundamental (EPFL, 2006)

b_s/h_s	Ψ_m	
	Reservatório vazio	Reservatório Cheio
0.6	0.39	0.41
0.8	0.39	0.43
1.0	0.40	0.44

3.2.3. FORÇAS EQUIVALENTES À AÇÃO SÍSMICA

Através da aplicação do método e considerando os coeficientes de massa Ψ_m e de forma Ψ_i referidos, obtém-se o objectivo final do método pseudo-dinâmico: as cargas equivalentes à ação sísmica. A carga total horizontal é calculada através da equação (31).

$$QH_{tot} = S_{a_h}(\widetilde{T}_1, \widetilde{\xi}_1) \cdot \Psi_m \cdot \sum m_i \quad (31)$$

Sendo que a carga horizontal equivalente aplicada no centro de gravidade de cada parcela de massa da barragem advém da equação (32).

$$QH_i = QH_{tot} \cdot \frac{m_i \cdot \Psi_i}{\sum(m_i \cdot \Psi_i)} \quad (32)$$

Considerando a aceleração espectral vertical (utilizando o coeficiente de combinação($Sa_{v,calculo} = 0.3 * Sa_v$)), calcula-se a carga total equivalente vertical (33) e posteriormente as cargas equivalentes aplicadas no centro de gravidade das massas discretizadas (34) .

$$QV_{tot} = S_{a_v}(\widetilde{T}_1, \widetilde{\xi}_1) \cdot \sum m_{si} \quad (33)$$

$$QV_i = S_{a_v}(\widetilde{T}_1, \widetilde{\xi}_1) \cdot m_{si} \quad (34)$$

4

Análise Sísmica por Métodos Numéricos

4.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos finitos possui, hoje em dia, uma sólida fundamentação teórica e um apreciável nível de sofisticação, que o torna a metodologia de análise numérica mais correntemente empregue na discretização dos meios contínuos envolvidos no estudo de barragens (R.Faria, 1994).

O Método dos Elementos Finitos tem como objectivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores (A.Azevedo, 2003). Este método abrange todo o tipo de estruturas, embora tenha uma grande expressão nas estruturas em que o comportamento é influenciado por várias dimensões: estruturas não-reticuladas. Deste modo, aplica-se perfeitamente à estrutura alvo desta dissertação: barragens do tipo gravidade.

4.2. MODELAÇÃO

Como foi referido, a modelação por elementos finitos deve procurar englobar as características dinâmicas da estrutura e representar os efeitos da interação da estrutura com o fluido e o maciço de fundação envolvente.

A modelação da interação fluido-estrutura pode ser concretizada colocando uma distribuição de massas no paramento montante da estrutura (distribuição que segue a distribuição idealizada por Westergaard) ou através da modelação por elementos finitos do fluido. A última referida é uma solução que poderá, ou não, abranger os efeitos de compressibilidade do fluido

Por sua vez, a modelação do efeito da interação estrutura-maciço de fundação implementa-se simplificadamente através da consideração de um maciço sem propriedades de massa. O seu papel no sistema é o funcionamento de "mola", ou seja, apenas contribui com a sua rigidez para o modelo, transmitindo as ondas sísmicas directamente para a estrutura. A contribuição do maciço considera-se alcançada com uma representação geométrica deste num troço rectangular imediatamente adjacente à estrutura.

Uma solução mais elaborada é conseguida idealizando a fundação como um meio contínuo, sendo utilizado quando os materiais apresentam grandes dimensões com as mesmas propriedades. Quando existe uma grande variação de propriedades, como em rochas macias ou solos de rocha em que a "bed rock" (rocha mais rígida) se encontra a alguma profundidade, recomenda-se a modelação por elementos finitos da fundação.

4.3. MODELO SIMPLIFICADO DE INTERAÇÃO RESERVATÓRIO-FUNDAÇÃO-ESTRUTURA

A teoria de base desta modelação é a consideração de um sistema composto pelo reservatório de água a montante, pelo maciço de fundação e pela estrutura. O modelo é analisado como se de um único sistema estrutural se tratasse. A contabilização da ação da água e da fundação resulta de modelos simplificados, apenas utilizados para se relacionarem com a barragem. Sendo assim, a água e a fundação fornecem respectivamente características de massa e de rigidez ao sistema. É de realçar que as propriedades do maciço podem variar em profundidade, uma vez que este é discretizado por elementos finitos.

No que diz respeito à ação hidrodinâmica do reservatório, sendo discretizada por massas pontuais, aumenta a massa excitada no sistema aquando duma ação dinâmica. No entanto, o seu efeito é considerado apenas para a vibração horizontal, uma vez que o fundamento da colocação das massas provém das pressões perpendiculares ao paramento exercidas pela ação hidrodinâmica (distribuição de pressões de westergaard). Desta forma, sendo os paramentos de montante da barragem verticais, ou aproximadamente verticais, só existirá componente de pressão horizontal, logo as massas discretizadas unicamente poderão ser excitadas horizontalmente.

Na modelação do maciço de fundação, unicamente são consideradas as suas propriedades elásticas deste, o que incrementa a rigidez do sistema quando este é alvo duma excitação sísmica (tanto na excitação horizontal como vertical). Devido à não existência de massa no maciço, não existe propagação de ondas por este e consequentemente nenhum amortecimento ou força de inércia. Assim, estas características permitem que as ondas sísmicas seja directamente transmitidas à estrutura.

4.3.1. MÉTODO DE ANÁLISE PELO ESPECTRO DE RESPOSTA

A resposta máxima no regime linear-elástico duma barragem pode ser estimada a partir da caracterização da ação sísmica pelo espectro de resposta e do cálculo da resposta a partir do método da sobreposição modal. Esta técnica tem a sua base na hipótese de que as repostas de cada modo natural de vibração da estrutura podem ser calculadas independentemente e combinadas de forma a obter a resposta total da estrutura (USACE, 1995). A resposta a partir deste método não deixa de ser uma resposta simplificada uma vez que apenas considera a resposta elástica da estrutura e os seus valores máximos.

Anteriormente à aplicação do espectro de resposta, realiza-se uma análise modal da estrutura. O objectivo é determinar os diferentes modos de vibração, bem como as suas frequências próprias, e seleccionar os modos que mais contribuem para a resposta da estrutura. A análise modal é efectuada a partir duma análise de valores próprios (frequências de vibração natural) e vectores próprios (modos de vibração).

4.3.1.1. Análise Modal

A análise modal tem a sua base na idealização dum movimento livre não amortecido, ou seja, não é aplicada qualquer tipo de carga nem considerado o amortecimento da estrutura. Na equação (35) apresenta-se a equação do movimento livre da estrutura. \underline{M} representa a matriz de massa do sistema considerado, \underline{K} a matriz de rigidez e \underline{C} a matriz de amortecimento. \underline{u} é o vector deslocamento.

$$\begin{aligned} \underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} &= \underline{p}(t) \\ \Leftrightarrow \underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} &= \underline{0} \end{aligned} \quad (35)$$

Seja $\underline{u}(t)$ a deformada cuja grandeza varia sinusoidalmente com o tempo e Φ o valor da amplitude dessa mesma deformada.

$$\underline{u}(t) = \underline{\Phi} \cdot \sin(\omega t) \quad (36)$$

Derivando duplamente o deslocamento obtém-se o vector aceleração.

$$\ddot{\underline{u}}(t) = -\underline{\Phi} \cdot \omega^2 \cdot \sin(\omega t) \quad (37)$$

Sendo $\underline{\Phi}$ o vector que caracteriza a amplitude da deformada em cada grau de liberdade. Substituindo o valor de $\underline{u}(t)$ na equação de movimento livre sem amortecimento:

$$-\underline{M} \cdot \underline{\Phi} \cdot \omega^2 \cdot \sin(\omega t) + \underline{K} \cdot \underline{\Phi} \cdot \sin(\omega t) = \underline{0} \quad (38)$$

Assim, em qualquer instante

$$\left(\underline{K} - \omega^2 \cdot \underline{M} \right) \cdot \underline{\Phi} = \underline{0} \quad (39)$$

O sistema resultante é indeterminado. Assim, só terá soluções, para além da nula, caso o determinante seguinte seja nulo.

$$\det \left(\underline{K} - \omega^2 \cdot \underline{M} \right) = 0 \quad (40)$$

A última equação constitui o problema de valores e vectores próprios referidos anteriormente. Os valores próprios são os valores das frequências angulares naturais para os vários modos de vibração: ω_i . Para cada frequência ω_i existe um sistema de equações que caracteriza a resposta da estrutura nesse modo i de vibração. A determinação de vectores e valores próprios pode ser efectuada por variados métodos numéricos, sendo que o de Jacobi é o mais utilizado.

$$\left(\underline{K} - w_i^2 \cdot \underline{M} \right) \cdot \underline{\Phi}_i = \underline{0} \quad (41)$$

Caracterizada a estrutura do ponto de vista da sua resposta natural, importa agora enumerar as propriedades dos modos de vibração e consequentemente o Método da Sobreposição Modal. Como já foi referido, este é o método utilizado para obter a resposta de um sistema a uma ação sísmica caracterizada a partir de um espectro de resposta elástico.

4.3.1.2. Método da Sobreposição Modal

O método seguinte explora as propriedades dos modos de vibração de forma a ser possível obter a resposta individual de um cada destes e depois combiná-la de forma correcta. A propriedade principal da análise modal é a condição de ortogonalidade em relação à matriz de rigidez e de massa.

Através da relação entre frequência angular, Matriz de Massa e Matriz de Rigidez: $w^2 = \frac{K}{M}$ e considerando dois modos de Φ_m e Φ_n , é possível estabelecer a relação expressa na equação (42).

Para o modo n (como igualmente para o modo m):

$$\underline{K} \cdot \underline{\Phi}_n = w_n^2 \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}_n = \underline{f_{inércia_n}} \quad (42)$$

Aplicando o teorema de Betti,

$$\begin{aligned} \underline{f_{inércia_n}}^T \cdot \underline{\Phi}_m &= \underline{f_{inércia_m}}^T \cdot \underline{\Phi}_n \\ \left(w_n^2 \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}_n \right)^T \cdot \underline{\Phi}_m &= \left(w_m^2 \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}_m \right)^T \cdot \underline{\Phi}_n \\ w_n^2 \cdot \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}_m &= w_m^2 \cdot \underline{\Phi}_m^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}_n \\ (w_n^2 - w_m^2) \cdot \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}_m &= 0 \end{aligned} \quad (43)$$

Assim, para dois modos diferentes, em que as respectivas frequências angulares sejam também distintas ($w_n^2 \neq w_m^2$), está provada a ortogonalidade dos modos de vibração em relação à matriz de massa e igualmente à matriz de rigidez.

$$\begin{aligned} \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}_m &= 0 \\ \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{K} \cdot \underline{\Phi}_m &= 0 \end{aligned} \quad (44)$$

A deformada duma estrutura é representada pelo vector deslocamento \underline{u} , este vector tem tantas componentes quantos os graus de liberdade considerados para o movimento. A base do método da sobreposição modal surge com a caracterização da deformada da estrutura. As componentes desta podem ser definidas pela sobreposição das deformadas dos modos de vibração (Φ_i) e da resposta da estrutura em cada um deles (y_i). A resposta de cada modo é independente dos restantes, a sua amplitude de deslocamento (y_i) corresponde a uma coordenada desacoplada.

$$\underline{u} = \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i y_i \quad (45)$$

Assim, a resposta de uma estrutura a uma solicitação genérica $\underline{p}(t)$ de carácter dinâmico deve ser dividida para os diferentes modos de vibração depois combinada adequadamente. De seguida demonstrar-se-á o processo de passagem de um sistema de resposta total da estrutura para um sistema de resposta modal independente/desacoplada.

$$\underline{M} \cdot \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i \ddot{y}_i + \underline{C} \cdot \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i \dot{y}_i + \underline{K} \cdot \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i y_i = \underline{p}(t) \quad (46)$$

Multiplicando a equação por $\underline{\Phi}_n^T$, à esquerda.

$$\begin{aligned} \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i \ddot{y}_i + \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{C} \cdot \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i \dot{y}_i + \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{K} \cdot \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i y_i \\ = \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{p}(t) \end{aligned} \quad (47)$$

A matriz de massa \underline{M} , a de rigidez \underline{K} e a matriz de amortecimento \underline{C} são afectadas pela condição de ortogonalidade.

$$\begin{aligned} \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i \ddot{y}_i &= (\underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}_n) \ddot{y}_n \\ \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{C} \cdot \sum_{i=1}^N \underline{\Phi}_i \dot{y}_i &= (\underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{C} \cdot \underline{\Phi}_n) \dot{y}_n \end{aligned} \quad (48)$$

$$\underbrace{\Phi_n^T \cdot K}_{\underbrace{\quad}} \cdot \sum_{i=1}^N \underbrace{\Phi_i}_{\underbrace{\quad}} y_i = \left(\underbrace{\Phi_n^T \cdot K}_{\underbrace{\quad}} \cdot \underbrace{\Phi_n}_{\underbrace{\quad}} \right) y_n$$

O sistema pode ser reescrito da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \left(\underbrace{\Phi_n^T \cdot M}_{\underbrace{\quad}} \cdot \underbrace{\Phi_n}_{\underbrace{\quad}} \right) \ddot{y}_n + \left(\underbrace{\Phi_n^T \cdot C}_{\underbrace{\quad}} \cdot \underbrace{\Phi_n}_{\underbrace{\quad}} \right) \dot{y}_n + \left(\underbrace{\Phi_n^T \cdot K}_{\underbrace{\quad}} \cdot \underbrace{\Phi_n}_{\underbrace{\quad}} \right) y_n \\ = \underbrace{\Phi_n^T}_{\underbrace{\quad}} \cdot \underbrace{p}_{\underbrace{\quad}}(t) \end{aligned} \quad (49)$$

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = p_n(t) \quad (50)$$

$$\ddot{y}_n + 2 \cdot \zeta_n \cdot \omega_n \cdot \dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = \frac{p_n(t)}{M_n} \quad (51)$$

O novo sistema corresponde à equação de movimento de um modo n . As quantidades entre parênteses representam os parâmetros generalizados do sistema para cada modo, ou seja, os parâmetros correspondentes a um sistema de um grau liberdade equivalente para cada modo. Usualmente considera-se o mesmo amortecimento modal ζ_n para todos os modos de vibração. A solução de cada equação desacoplada pode ser obtida a partir dos esquemas de integração ou através da avaliação numérica do integral de Duhamel (Clough and Penzien, 1993).

$$Y_n = \frac{1}{M_n \omega_n} \int_0^t p_n(\tau) e^{-\zeta_n \cdot \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_{Dn} (t - \tau) d\tau$$

4.3.1.3 Cálculo da ação sísmica

A ação sísmica provoca um deslocamento total na estrutura que se decompõe na parcela de deslocamento do solo e na parcela de deslocamento relativo entre a base e o topo da estrutura (máximo no topo da estrutura). A mesma divisão pode ser feita para a aceleração total.

$$\ddot{u}_{total} = \ddot{u}_{relativo} + \ddot{u}_{base} \quad (52)$$

A aceleração originará forças de inércia proporcionais à massa.

$$\underbrace{M}_{\underbrace{\quad}} \underbrace{\ddot{u}}_{\underbrace{\quad} total} = \underbrace{M}_{\underbrace{\quad}} \underbrace{\ddot{u}}_{\underbrace{\quad} relativo} + \underbrace{M}_{\underbrace{\quad}} \underbrace{\ddot{u}}_{\underbrace{\quad} base} \quad (53)$$

Escrevendo a equação de movimento (sendo $u = u_{relativo}$ e o mesmo para as suas derivadas).

$$\begin{aligned} \underline{M} \ddot{\underline{u}}_{total} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} &= 0 \\ \underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} &= -\underline{M} \ddot{\underline{u}}_{base} = -\underline{p}_{eff} \end{aligned} \quad (54)$$

Assim a força efectivamente actuante é proporcional à aceleração na base.

De forma a obter a resposta da estrutura, utiliza-se o método da sobreposição modal e o espectro de resposta elástico para um determinado sismo. Este espectro está definido para o amortecimento do sistema.

Desta forma, a equação de equilíbrio dinâmica para um modo genérico será:

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = F_n^{ef} \quad (49)$$

Agora considerando uma ação sísmica em duas direções (horizontal e vertical), a força efectiva sísmica será a expressa em (50). \underline{R}_x representa o vector de transporte da aceleração sísmica, aplicada na base da estrutura na direção x , para os graus de liberdade da estrutura na mesma direção. Este vector tem coordenadas de valor unitário na direção x . O mesmo se aplica para a direção y .

$$F_n^{ef} = \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{R}_x \cdot \ddot{u}_{x\ base} + \underline{\Phi}_n^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{R}_y \cdot \ddot{u}_{y\ base} \quad (50)$$

$$F_n^{ef} = L_{n\ x} \cdot \ddot{u}_{x\ base} + L_{n\ y} \cdot \ddot{u}_{y\ base}$$

A quantidade $L_{n\ x}$ representa o fator modal de excitação sísmica num determinado modo, numa determinada direção (neste caso em x). Ao resolver a expressão da equação de movimento no modo n , obtém-se quantidades importantíssimas para a análise modal.

$$\ddot{y}_n + 2 \cdot \xi_n \cdot \omega_n \cdot \dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = \frac{f_{eff}}{M_n} = \frac{L_{n\ x}}{M_n} \cdot \ddot{u}_{x\ base} + \frac{L_{n\ y}}{M_n} \cdot \ddot{u}_{y\ base} \quad (51)$$

O quociente entre Fator modal e Massa Modal resulta numa quantidade chamada de fator de participação modal em cada direção solicitada ($\Gamma_{n\ x}$). Este fornece a percentagem de massa total da estrutura excitada em cada modo, o que dá uma ideia bastante importante da contribuição de cada modo de vibração para a resposta sísmica total da estrutura. O indicador permite realizar a truncatura dos modos de vibração, ou seja, não incluir no cálculo da resposta os modos que apresentem uma contribuição desprezável para a resposta total da estrutura.

$$\Gamma_{n\ x} = \frac{L_{n\ x}}{M_n}$$

$$\Gamma_{ny} = \frac{L_{ny}}{M_n}$$

A massa modal efectiva é outro indicador das respostas do modo de vibração, este fornece a massa excitada em cada modo. É uma quantidade de massa.

$$M_{nx}^* = \frac{L_{nx}^2}{M_n}$$

$$M_{ny}^* = \frac{L_{ny}^2}{M_n}$$

As estruturas em questão, barragens, são estruturas em que a resposta a uma ação dinâmica apresenta um período de curta duração. É deste pressuposto que parte o método simplificado pseudo-dinâmico, caracterizando aproximadamente o modo fundamental de vibração. De um modo geral, são necessários poucos modos para caracterizar totalmente a resposta da estrutura. A eliminação da resposta de modos mais elevados realiza-se a partir dos modos em que a variação do fator de participação modal seja pouco significativa.

De seguida será explicado o processo de inclusão da aceleração sísmica espectral, ou mais conhecida como "pseudo-aceleração" no cálculo da resposta. O espectro de resposta de deslocamentos inclui as respostas a uma certa ação sísmica (registo de acelerações) para vários sistemas de um grau de liberdade. Para um certo registo acelerações em x (o mesmo se aplica para a direção y), o deslocamento para um certo modo n é obtido a partir do integral de Duhamel.

$$Y_{nx}(t) = \frac{1}{M_n w_n} \int_0^t m \ddot{u}_x e^{-\xi_n w_n (t-\tau)} \sin(w_{Dn} (t - \tau)) d\tau$$

$$S_{dx}(w_n, \xi_n) = \max\{Y_{nx}(t)\}$$

A explicação inicia-se pelo deslocamento relativo máximo para um certo modo de vibração e para uma certa ação espectral. Este é dado por $S_d(w_n, \xi_n)$ e pode ser relacionado com a aceleração espectral $S_a(w_n, \xi_n)$ (directamente retirada do espectro de resposta).

$$S_d(w_n, \xi_n) = \frac{S_a(w_n, \xi_n)}{w_n^2} \quad (52)$$

Assim, a coordenada máxima modal para o modo n é dada pela influencia do modo no deslocamento máximo da estrutura, ou seja, é dado pelo fator modal e pelo deslocamento relativo máximo (espectral). Posteriormente coloca-se o deslocamento em ordem da aceleração espectral. De forma a

combinar as acelerações máximas horizontais e verticais, e uma vez que estas não são simultâneas, atribui-se um coeficiente de 0.3 para pseudo-aceleração vertical.

$$y_{n\acute{m}ax} = \frac{L_{n_x}}{M_n \cdot \omega_n^2} S_{a_x}(\omega_n, \xi_n) + 0.3 \cdot \frac{L_{n_y}}{M_n \cdot \omega_n^2} S_{a_y}(\omega_n, \xi_n) \quad (53)$$

Desta forma, os deslocamentos modais máximos são obtidos.

$$u_{n\acute{m}ax} = \Phi_n \cdot y_{n\acute{m}ax} \quad (54)$$

As respostas máximas dos diferentes modos não acontecem no mesmo espaço temporal e portanto surge a necessidade de combiná-las devidamente, não majorando demasiado a resposta final da estrutura. A forma mais simples de o fazer é a utilização Combinação Quadrática Simples. De seguida apresenta-se o cálculo de uma componente j do vector deslocamento máximo com esta combinação, para um sistema com N graus de liberdade.

$$u_{j\acute{m}ax} = \sqrt{\sum_{n=1}^N (u_{jn\acute{m}ax})^2} \quad (55)$$

No entanto, este método não contempla problemas com a separação das frequências dos modos, ou seja, modos com alguma dependência entre si são adicionados separadamente. O método da Combinação Quadrática Completa é válido para a qualquer situação de frequências e portanto será usado neste trabalho. Por outro lado, a sua elaboração é extensa e não representa interesse de expor.

Os métodos apresentados são utilizados para combinar deslocamentos ou qualquer quantidade genérica dada pelo método (tal como esforços). Interessa referir que as forças sísmicas aplicadas na estrutura são obtidas através do método de deslocamentos, empregando na rigidez da estrutura os deslocamentos máximos obtidos da análise espectral.

4.3.2. ANÁLISE DO REGISTO SÍSMICO TEMPORAL

A resposta de uma estrutura desta natureza apresenta uma dependência do tempo da ação. Desta forma, a resposta linear (tanto a nível de deslocamentos, tensões, acelerações, etc) é uma consequência temporal da ação e das componentes do sistema (rigidez elástica, massa, amortecimento, entre outros componentes). O método em questão, ao contrário dos antecessores, permite a real caracterização deste efeito, fornecendo a resposta temporal da estrutura. Assim, os parâmetros de resposta estarão sempre associados ao domínio do tempo.

O carácter mais exato do método começa na forma como são inseridos os parâmetros sísmicos. Normalmente inserem-se registos de acelerações ao longo do tempo, uma vez que estes permitem uma caracterização muito mais precisa de muitas características de uma ação sísmica que o espectro de resposta não permite. Desde logo a duração da excitação, o número de ciclos, a identificação de picos de energia e da cadência sísmica são aspectos importantes a considerar.

Com este método, a verificação da segurança da estrutura não se limita à comparação das tensões de uma análise temporal linear-elástica com as resistências dinâmicas dos materiais. Existe a possibilidade de relacionar, de forma qualitativa, as tensões verificadas com o tempo em que estas se verificam. Este tipo de análise apresenta grandes vantagens em cenários de rotura.

Assim, o nível de dano na estrutura pode ser contabilizado e portanto será possível, através de uma análise elástica, verificar a segurança tendo em conta algum nível de fendilhação do betão. Para o efeito é utilizado o método dos Índices de Capacidade exigida ("DCR"). Caso a análise da segurança por este método não cumpra os requisitos por ele estabelecidos, então existirá a necessidade de alterar os componentes da estrutura (geometria, materiais, entre outros) ou proceder a uma análise tendo em conta o comportamento não linear da estrutura, modelando a fissuração do betão através do programa de cálculo.

4.3.2.1. Integração passo a passo

As soluções numéricas de integração no domínio do tempo para equações de movimento de estruturas estão divididas em dois métodos: a integração directa e a sobreposição modal. A integração directa de equações de movimento é executada através de um processo de integração numérica passo-a-passo, é apelidada de "integração directa" uma vez que não envolve a transformação destas equações para uma outra forma (USACE, 2003). Como já foi visto, o método da sobreposição modal envolve a transformação e a separação das equações de movimento por modos de vibração. Apenas posteriormente se recorre à integração da equação e obtenção da respectiva resposta.

No presente trabalho, o cálculo da resposta a acelerações temporais será concretizado a partir da integração directa por fases. Este processo de cálculo baseia-se numa integração passo-a-passo da equação de movimento não alterada, ou seja, através de um cálculo numérico obtém-se uma solução aproximada da resposta para determinados intervalos de tempo. Estes intervalos de tempo relacionam-se com o tempo em que a ação é actuante, sendo que normalmente procede-se à divisão do tempo de actuação da ação num determinado número de intervalos de tempo. Os intervalos de tempo normalmente têm valor igual. Para uma ação aplicada durante um tempo T , o cálculo da resposta será realizado para n valores de intervalo de tempo: $0, \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots, t, t + \Delta t \dots T$, tal que $\Delta t = \frac{T}{n}$.

A integração passo-a-passo surge com a limitação existente do método da sobreposição modal para executar uma análise não-linear. Esta limitação existe uma vez que o método da sobreposição modal, tal como o nome indica, utiliza a resposta máxima independente de vários modos para obter a resposta total. Desta forma, não é possível ajustar a resposta ao comportamento da estrutura ao longo do tempo.

O método de integração passo-a-passo é, também, válido numa análise linear elástica. De facto, estes métodos são tão eficazes e convenientes que as análises no domínio do tempo recorrem muitas vezes estes, quer o comportamento seja ou não linear (Clough and Peizen, 2003).

Para o efeito do cálculo da resposta, existem variados métodos de integração numérica passo-a-passo. Poderá ser feita uma distinção entre métodos de integração directa da resposta através de processos implícitos ou explícitos.

Os métodos explícitos, pouco usados na análise de estruturas hidráulicas, caracterizam-se pelo conceito de escrever as equações de movimento desde o início do intervalo de tempo considerado (passo considerado) até ao seu fim, considerando as condições iniciais do "passo" considerado. Estas condições iniciais dependem apenas das quantidades obtidas no cálculo da resposta do intervalo de tempo anterior. Desta forma, a resposta de um intervalo de tempo depende apenas das quantidades obtidas no intervalo anterior (EN 1110-2-6051, 2003). A velocidade e aceleração inicial em cada início de intervalo é calculada através de expressões de diferença finita. Assim, o processo numérico de cálculo actua directamente de um intervalo de tempo para o próximo. Este método tem problemas de convergência, revelando-se bastante instável caso os intervalos de tempo não sejam suficientemente pequenos para caracterizar a resposta.

Os métodos mais utilizados para o efeito de cálculo de resposta de estruturas hidráulicas são os métodos implícitos. Caracterizam-se pelo facto de que as expressões utilizadas para o cálculo da resposta num intervalo serem referentes ao equilíbrio das equações nesse mesmo intervalo. Da mesma forma pode-se afirmar que a resposta no intervalo $t + \Delta t$ resulta do equilíbrio das equações de resposta em $t + \Delta t$. Existem vários métodos implícitos, como o método β de Newmark, o método Θ Wilson e o método α de Hilbert, Hughes and Taylor.

Foi precisamente o último método que foi usado no presente trabalho. Sendo assim aplicada uma integração numérica passo-a-passo com o método implícito de Hilbert, Hughes and Taylor. Este método é uma generalização do método β de Newmark, sendo que as equações de diferença finita (56) e (57), utilizadas para calcular deslocamentos e velocidades, são semelhantes às do método de Newmark.

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \cdot \dot{u}_t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_t + \beta \ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \quad (56)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t [(1 - \gamma)\ddot{u}_t + \gamma \cdot \ddot{u}_{t+\Delta t}] \quad (57)$$

Os termos γ e β são fatores de peso e deverão ser escolhidos de forma a obter estabilidade e boa precisão. A diferença para o método de Newmark estabelece-se na utilização do fator α na equação de movimento.

$$m \ddot{u}_{t+\Delta t} + (1 + \alpha)c \dot{u}_{t+\Delta t} - \alpha c \dot{u}_t + (1 + \alpha)k u_{t+\Delta t} - \alpha k u_t = (1 + \alpha)f_{t+\Delta t} - \alpha f_t \quad (58)$$

Para valores de $-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0$, $\beta = \frac{(1-\alpha^2)}{4}$ e $\gamma = \frac{1}{2} - \alpha$, este método é incondicionalmente estável, ou seja, mostra-se sempre convergente para um solução credível. É bastante útil em análises dinâmicas de estruturas com múltiplos graus de liberdade.

4.3.2.2. Índices com Exigência de Capacidade ("Demand Capacity Ratios", DCR)

Tradicionalmente, em cenários de rotura, a comparação das tensões lineares elásticas principais com a resistência dos materiais governava a verificação de segurança destas estruturas. Sendo normalmente as tensões de tração as que condicionam a segurança da estrutura a nível de tensões, é na verificação que este método poderá apresentar maiores vantagens.

A comparação de tensões actuantes e de resistências, não coloca limites ao nível de dano que a ação sísmica pode provocar. Assim, exceder a resistência do betão não significa que toda a estrutura entre em colapso total e portanto que as condições dos cenários de rotura não sejam cumpridas. Assim, de forma a avaliar a segurança da estrutura quando a resistência do betão é ultrapassada, o que corresponde à entrada em regime não linear, surgiu o método dos DCR. O objectivo foi utilizar a análise linear temporal de acelerações ("time history analysis") para formular um método sistemático e racional, que estime de forma qualitativa o nível de dano na estrutura (USACE, 2003).

O DCR é definido por um rácio entre as tensões de tração máximas, resultantes da análise temporal, e a resistência dinâmica do betão correspondente. A resistência à tração utilizada neste método é obtida a partir de testes de tensão uni-axial, a partir da tensão de compressão estática do betão ou utilizando o valor média da resistência à tração. O rácio DCR poderá atingir valores de 2, o que representa a permissão de um valor de tensão de tração duas vezes maior do que a sua resistência do betão. Este método, sendo uma abordagem simplificada à análise não linear, é conservativo.

Assim, estabeleceu-se um critério que permite relacionar o intervalo de tempo em que um valor de tensão é atingido com a relação entre as tensões máximas e a resistência do betão.

No caso de, para uma determinada análise "time-history" duma estrutura, os valores dos rácios das tensões para um determinada acumulação do tempo serem inferiores aos da curva, verifica-se que o nível de dano é moderado. Desta forma, a segurança da estrutura ao colapso é garantida através duma análise elástica. Caso os valores estudados excedam a curva de DCR, então é necessário uma análise não-linear. Uma análise não-linear permite caracterizar de uma forma muito mais precisa a ductilidade de uma estrutura. Pelo contrário, a análise elástica tendo em conta o nível de dano da estrutura nunca será perfeitamente rigorosa. Assim, este método de análise elástica, é caracterizado por ser um critério conservativo, apresentando um nível de confiança elevado nos seus resultados.

5

CASO DE ESTUDO

O intuito do presente trabalho não se poderia concretizar sem uma comparação entre os métodos de análise expostos, dos mais simplificados aos mais elaborados. Com esse efeito foi proposto um modelo prático de uma barragem do tipo gravidade. O objectivo passa por entender até que ponto os modelos simplificados se adequam ao comportamento mais realista dos modelos mais complexos. A barragem escolhida nunca será representativa de todo os casos possíveis de estudo, no entanto poderá ser um ponto de partida interessante para olhar de forma crítica para o panorama actual de dimensionamento de barragens gravidade.

O objectivo delineado será atingido a partir da verificação de segurança desta barragem com os vários métodos acima descritos e para as ações propostas no regulamento. A comparação será objecto de análise final a todo o processo de cálculo da estrutura e verificação segundo os regulamentos.

Para o modelo físico foi escolhida uma barragem do tipo gravidade na Turquia, da qual se dispôs de toda a informação relevante para o presente trabalho. Esta barragem será alvo de um estudo para uma ação sísmica que é bastante mais intensa do que a considerada no projeto, cerca do dobro da intensidade.

Posteriormente serão apresentadas as características geométricas e materiais da barragem gravidade em questão, bem como a caracterização da envolvente natural: maciço de fundação, reservatório de água e sismologia local.

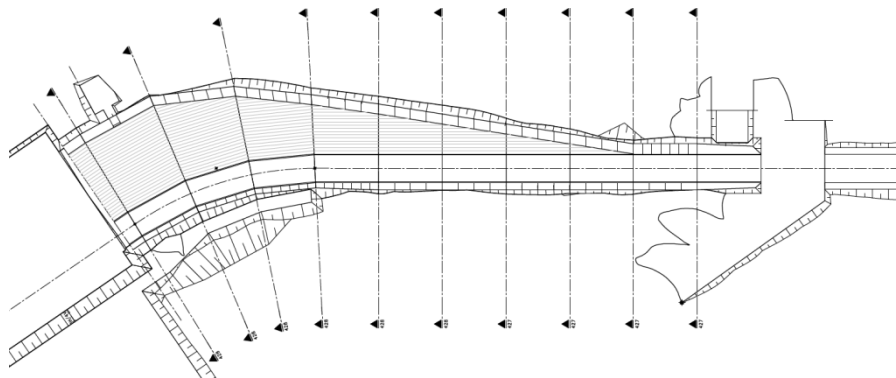


Fig. 16 - Planta da barragem do caso de estudo

Para as análises realizadas foi seleccionada a secção de maior altura. A secção em questão será apresentada a seguir, corresponde ao corte mais à esquerda da planta da estrutura (Km 0 + 245).

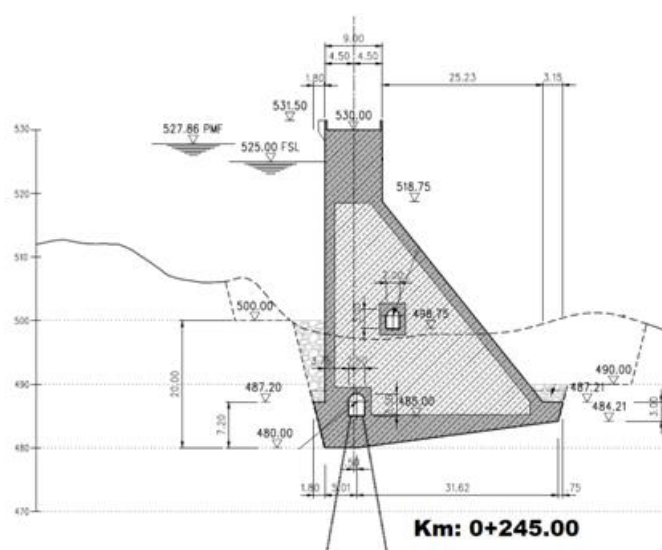


Fig. 17 - Corte da barragem no Km 0+245

Retiram-se do perfil da secção alguns dados fundamentais. Primeiramente é de salientar uma altura da barragem de 50 metros. No âmbito de projeto de barragens é considerada uma altura não muito importante. Quanto à geometria, a secção exhibe um perfil comum de uma barragem gravidade, com uma parte inferior em forma de trapézio e uma parte superior rectangular devido à necessidade de fazer passar uma via de comunicação pelo topo. O paramento jusante (na zona inferior, onde se encontra a maior proporção de betão) tem um declive tal que por cada metro vertical, o perfil evolui 0,8 metros na horizontal. Este valor é usual neste tipo de barragens, tem como principal objectivo garantir a estabilidade da estrutura. Este declive permite, num caso genérico, uma localização satisfatória do centro de aplicação da carga resultante às ações aplicadas. De referir também, que a base da secção é constituída por um troço horizontal com 5,01 metros e um outro troço inclinado de 31,62 metros (evoluindo em 4,21 metros de altura).

A nível material, a barragem apresenta um zonamento de betão, ou seja, um betão simples de menor resistência no núcleo (Classe C11) e um betão com maior quantidade de cimento na periferia do núcleo (Classe C25). A espessura mínima do betão exterior é de 1,5 metros.

De realçar também os níveis de água para projeto, são considerados 525,0 metros para o Nível Pleno de Armazenamento e 527,86 metros para o Nível Máximo de Cheia.

Não foram consideradas ações estabilizadoras provenientes de um impulso passivo a jusante. Este facto deve-se à topografia local, visto que o solo imediatamente a jusante da barragem não mantém uma cota constante em toda a sua extensão. Sendo assim, não se considera possível que o solo consiga mobilizar o impulso passivo. Não foram consideradas ações hidrostáticas no paramento a jusante devido ao facto de não ser esperada água a jusante desta secção.

De seguida apresentam-se as propriedades dos materiais constituintes da barragem, do terreno de fundação e da interface betão-macício de fundação.

Quadro 8 - Propriedades do Maciço de Fundação

Maciço de fundação	
γ	25 KN/m ³
Φ_{residual}	43°
Coesão	0 KPa
$E_{\text{residual}}^{\text{estático}}$	5 GPa
$E_{\text{residual}}^{\text{dinâmico}}$	6,25 GPa
u	0,3

Quadro 9 - Propriedades da interface betão-macço de fundação

Interface betão-macço de fundação	
Φ_{residual}	40°
Coesão	0 KPa

Quadro 10 - Propriedades do betão da estrutura

Betão da estrutura	C11	C25	Uni.
f_{ck}	11	25	MPa
f_{ctm}	1,5	2,6	MPa
$f_{c,dinâmico}$	16,5	37.5	MPa
$f_{ct,dinâmico}$	2,25	3.9	MPa
$E_{cm}^{\text{estático}}$	26	31	GPa
$E_{cm}^{\text{dinâmico}}$	32,5	38,75	GPa
u	0,2	0,2	-
γ	24	25	KN/m ³

Apresentada a estrutura proposta a estudo, prosseguir-se-á com o cálculo segundo os métodos propostos.

5.1. MÉTODOS SIMPLIFICADOS

5.1.1. AÇÕES

5.1.1.1. Ações Comuns

Os dois métodos simplificados expostos no presente trabalho: método pseudo-estático e pseudo-dinâmico, apenas diferem no modo como consideram a ação sísmica. O resto das ações que solicitam as estruturas não se diferenciam e portanto existe a possibilidade de as calcular simplifcadamente antes da aplicação dos métodos.

Para efeitos de contabilização do peso próprio da estrutura foi seleccionado um peso específico correspondente à utilização de um betão simples normal vibrado, o seu peso específico médio segundo EPFL,2006 é de 24 KN/m^3 . No que diz respeito à geometria da barragem, seguiu-se a aproximação de considerar formas regulares de área conhecida, não entrando em inclusões de geometrias demasiado complexas para o objectivos destes métodos (pré-dimensionamento). Efectuou-se uma divisão da área da barragem num trapézio (parte inferior) e num rectângulo superior. A existência de galerias de drenagem ou qualquer pormenor geométrico da base da barragem não entrou para efeitos de cálculo simplificado do peso próprio.

Quadro 11 - Cálculo de peso próprio na barragem

Peso próprio	A_{superior}	412	m^2
	A_{inferior}	554	m^2
	W	23193	KN/m

Foi admitido que os materiais granulares colocados na base do paramento montante e a parcela de maciço de fundação adjacente permitem a infiltração de água até à profundidade correspondente ao fim da estrutura. Desta forma, considerou-se um regime normal de pressão hidrostática até à profundidade referida. A hipótese adoptada implica que sejam considerados 45 metros de profundidade para o caso de Nível Pleno de Armazenamento (NPA) e 47,86 metros no caso de Nível Máximo de Cheia (NMC).

Assim, apresentam-se no Quadro 12 as ações hidrostáticas consideradas para o caso de NPA e NMC. H_w é a altura de água em contacto com o paramento, P_{max} corresponde ao maior valor da pressão hidrostática (no ponto de cota inferior) e I_w é o impulso hidrostático.

Quadro 12 - Cálculo da Ação Hidrostática na barragem

	Ação Hidrostática		
	NPA	NMC	Unidades
H_w	45,00	47,86	m
P_{max}	441	470	KPa
I_w	9933	11235	KN/m

As subpressões foram introduzidas, como anteriormente referido, utilizando a distribuição de pressões do Regulamento Francês (CFBR, 2012). A influência do sistema de drenagem na redução da subpressão foi considerada ao nível da galeria de drenagem, ou seja, é no ponto de transição dos dois declives da base da estrutura que as pressões aplicadas sofrem uma diminuição para um terço do que seriam caso não existisse drenagem. Para o cálculo, dividiram-se as contribuições antes e depois do nível da galeria, uma vez que a inclinação da base da barragem se altera neste ponto e foi aqui que o sistema de drenagem foi considerado eficaz.

Assim, a resultante das subpressões a montante (U_{mon}) é calculada a partir das pressões hidrostáticas de montante (P_{mon}), as pressões ao nível da galeria ($P_{galeria}$) e a largura da base entre o calcanhar montante e o nível da galeria (L_{mon}). Por sua vez, as subpressões a jusante (U_{jus}) são calculadas para um diagrama de pressões diminuído pela eficácia do sistema de drenagem. Assim, num largura de base (L_{jus}), as subpressões variam entre a pressão "drenada" ao nível da galeria ($P_{dren.gal}$) e pressão hidrostática a jusante (P_{jus}).

Quadro 13 - Cálculo da Subpressão

Sub-pressão			
	NPA	NMC	
L_{mon}	5.01	5.01	m
P_{mon}	441	470	KPa
$P_{galeria}$	382	406	KPa
U_{mon}	1424	1515	KN/m
L_{jus}	31.83	31.83	m
$P_{dren.gal}$	127	135	KPa
P_{jus}	0	0	KPa
U_{jus}	2028	2157	KN/m

5.1.1.2. Ação Sísmica

Como foi referido, no presente trabalho utilizaram-se sismos artificiais gerados a partir de espectros de resposta alvo, tanto para a ação vertical como horizontal. De forma a caracterizar toda a gama de respostas possíveis, foram gerados três sismos artificiais: Izmit, Golbasi e Duzce. Sendo sismos artificiais, estes foram gerados de forma ao seu espectro de resposta coincidir com o espectro de resposta alvo, que foi obtido através do estudo sísmico ao local. Assim serão apenas considerados, nas análises simplificadas, dois espectros de resposta para o Sismo Máximo de Projeto (SMP) (direção horizontal x e vertical z) e outros dois para o Sismo Base de Projeto (SBP) (direção horizontal x e vertical z). Este facto verifica-se para um dado amortecimento viscoso. Neste caso, sendo o

amortecimento considerado para este tipo de estruturas entre os 5% e 9%, optou-se pela consideração do valor recomendado no projeto e mínimo razoável: 5%. Assim, apresentam-se os espectros de Resposta Alvo para o SMP e SBP, bem como os espectros de resposta de cada uma das séries temporais artificiais.

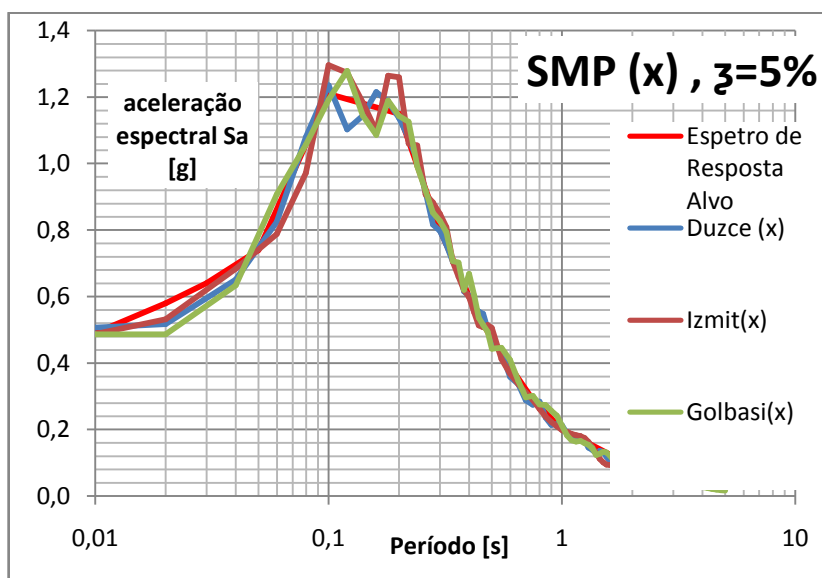


Fig. 18 - Espectro de resposta do SMP direção x, amortecimento viscoso de 5%

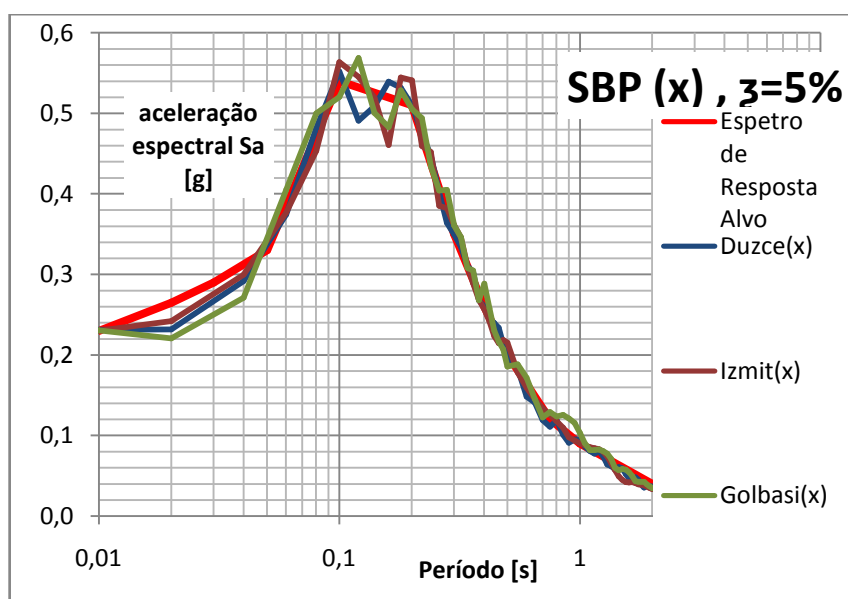


Fig. 19 - Espectro de resposta do SBP na direção x, amortecimento viscoso de 5%

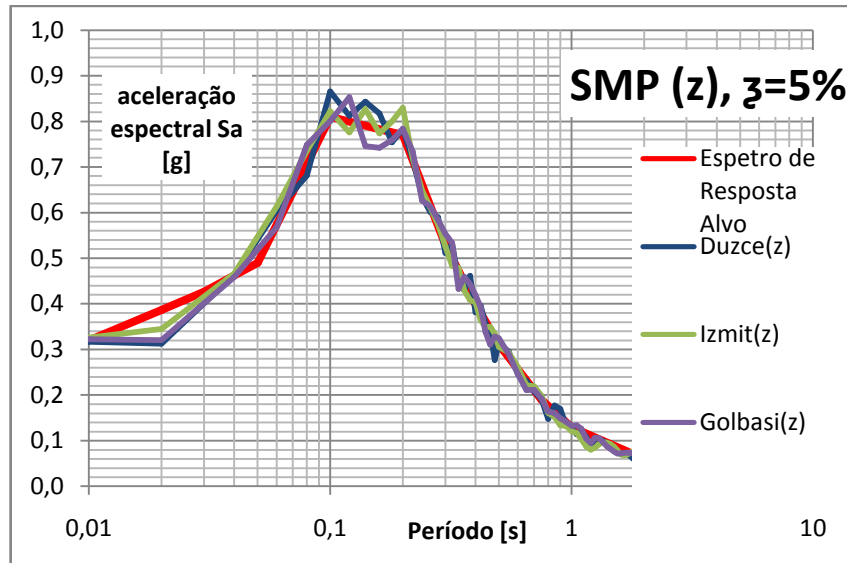


Fig. 20 - Espectro de resposta do SMP na direção z, amortecimento viscoso de 5%

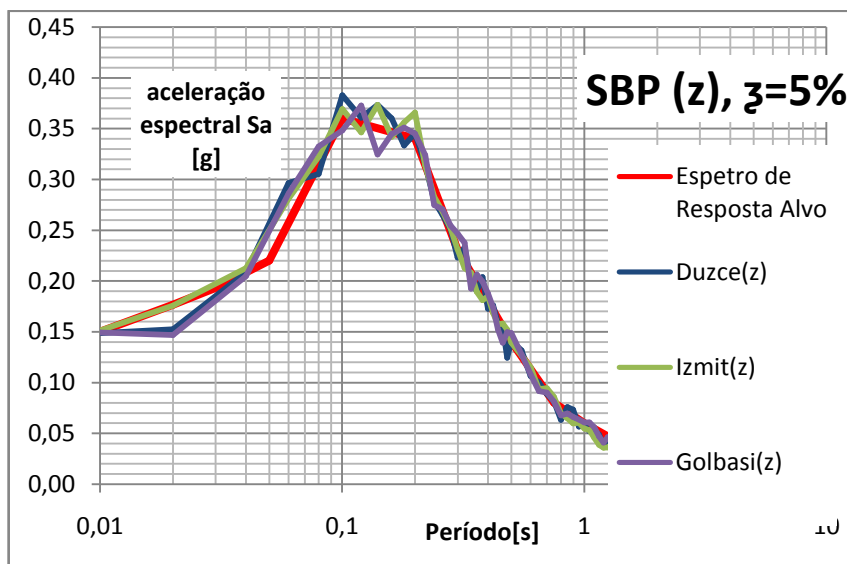


Fig. 21 - Espectro de resposta do SBP na direção z, amortecimento viscoso de 5%

5.1.2. MÉTODO PSEUDO-ESTÁTICO

O método referido parte do princípio que as forças de inércia são proporcionais à aceleração sísmica e à massa da barragem por metro de comprimento longitudinal ao seu eixo. A aceleração que caracteriza a ação sísmica neste método é a aceleração de pico do solo ("PGA"), depois da aplicação dos fatores que a tornam mais realista. A "PGA" para cada solicitação corresponde ao valor de aceleração na ordenada de origem do espectro de resposta da solicitação correspondente.

De seguida são apresentados os valores das forças sísmicas para o SMP e SBP: forças sísmicas horizontal e vertical (F_h e F_v respectivamente). Sendo que, os coeficiente sísmicos (α_x e α_y) caracterizam-se a acção sísmica efectiva.

Quadro 14 - Cálculo das forças equivalentes à Acção Sísmica pelo método Pseudo-Estático

Acção sísmica			
	SMP	SBP	
PGA_x/g	0,490	0,230	-
α_x	0,327	0,153	-
F_h	7576	3556	KN/m
PGA_v/g	0,320	0,150	-
α_v	0,064	0,030	-
F_v	1484	1067	KN/m

Para a acção hidrodinâmica não se optou por uma profundidade de água semelhante à da acção estática da água. A justificação assenta no facto de existir um impedimento físico (maciço de fundação) para a propagação das ondas criadas pela perturbação sísmica na água, limitando o efeito destas na estrutura. No entanto é admitido que os materiais granulares colocados após a escavação não constituem um impedimento significativo à acção hidrodinâmica. É de salientar que as combinações propostas pelo regulamento estipulam que situações extremas de cheia e sismo não ocorrem simultaneamente, tais cenários seriam demasiado dramáticos. Deste modo, as pressões hidrodinâmicas só existirão para um Nível Pleno de Armazenamento. A altura de água relevante para a acção hidrodinâmica é a diferença entre o nível de água (NPA) e a cota de 487.20 metros (onde se interseccionam barragem e solo de fundação), ou seja, esta altura corresponde a 37.80 metros.

Assim, seguindo a distribuição de pressões preconizada por Westergaard, obtiveram-se os seguintes resultados do Quadro 15. O impulso Hidrodinâmico (I_{HD}) é calculado a partir da altura de água excitada de forma dinâmica (H_{HD}), do fator relacionado com a inclinação do paramento a montante (C_m) e da massa específica da água (ρ_w).

Quadro 15 - Cálculo da acção Hidrodinâmica pelo Método Pseudo-estático

Acção hidrodinâmica			
	SMP	SBP	
H_{HD}	37,80	37,80	m
C_m	0,749	0,749	-
ρ_w	1,00	1,00	ton/m ³
I_{HD}	2487	1168	KN/m

Efectuando a verificação da estabilidade.

Quadro 16 - Verificação da estabilidade ao deslizamento segundo o método Pseudo-Estático

Deslizamento	cenário rotura dinâmico (SMP) /condições acidentais	cenário rotura estático (NMC) /condições acidentais	Cenário corrente dinâmico (SBP)/cenário não usual
Peso próprio (KN/m)	23193	23193	23193
Ação Hidrostática (KN/m)	9933	11235	9933
Sub-pressão (KN/m)	3448	3667	3448
F_h (KN/m)	7576	0	3556
F_v (KN/m)	1484	0	1067
Força "Hidrodinâmica" (KN/m)	254	0	119
Destabilizador	15036	8541	10914
Estabilizador	19252	20668	19670
Y_{tgo}	1.20	1.20	1.50
Resistente	13462	14452	11003
FS (≥ 1)	0.90	1.69	1.01

Constata-se que a estabilidade perante ações dinâmicas no cenário de rotura não é garantida.

Quadro 17 - Verificação da estabilidade ao derrube segundo o método Pseudo-Estático

Derrube	cenário rotura dinâmico (SMP) /condições acidentais	cenário rotura estático (NMC) /condições acidentais	Cenário corrente dinâmico (SBP)/cenário não usual
ΣM (KN.m/m)	-318391	-487170	-401562
ΣV (KN/m)	-16067	-18075	-16961
$e_{\text{resultante}}$ (m)	19.8	27.0	23.7
$\Delta e_{\text{regulamentar}}$ (m)	36.63	36.63	18.3-27.5
Verificação	OK	OK	OK

Quanto à verificação ao derrube, foi considerado um equilíbrio de momentos no ponto mais a jusante da barragem. Todas as disposições quanto ao derrube são cumpridas.

5.1.3. MÉTODO PSEUDO-DINÂMICO

A discretização da barragem em camadas permite o cálculo de forças laterais equivalentes à ação sísmica em cada camada. Estas são calculadas tendo em conta uma aproximação à deformação da barragem no seu modo fundamental. Para cada camada, as forças laterais equivalentes dependerão da massa de estrutura, da massa de água resultante da distribuição de pressões hidrodinâmicas e das características do primeiro modo de vibração.

A escolha das divisões da barragem não é alvo de restrições. No entanto existe sempre a necessidade de dividir a estrutura num número razoável de camadas, de forma a que este permita uma boa caracterização da configuração do modo fundamental de vibração da estrutura. No entanto, a necessidade de um cálculo da área de cada camada orientou a decisão no sentido de dividir a barragem de forma a facilitar o cálculo referido. Procurou-se, também, respeitar a quantidade de água excitada do ponto de vista dinâmico, uma vez que a massa (distribuição de Westergaard) correspondente a este efeito dinâmico será adicionada (também por camadas) à massa da estrutura.

Quadro 18 - Discretização da barragem em Massas

Massa da Estrutura Excitada	Z (m)	Δ_{hi} (m)	h_i (m)	A_{trap} (m ²)	m_{si} (ton/m)
	2,1	2,1	1,1	19	47
	4,2		3,2	58	141
	7,2	3,0	5,7	159	389
	11,7	4,5	9,5	144	353
	16,2		14,0	127	310
	20,7		18,5	109	266
	25,2		23,0	91	223
	29,7		27,5	73	179
	34,2		32,0	55	136
	38,8		36,5	38	92
	45,0	6,3	41,9	40	98
	50,0	5,0	47,5	45	110

Quadro 19 - Massas de água excitada

Massa de Água Excitada	Z (m)	h_i	m_{wi} (ton/m)
	2,1	-6,1	0
	4,2	-4,0	0
	7,2	-1,5	0
	11,7	2,3	145
	16,2	6,8	135
	20,7	11,3	125
	25,2	15,8	114
	29,7	20,3	101
	34,2	24,8	87
	38,8	29,3	71
	45,0	34,7	59
	50,0	40,3	0

Adicionando as contribuições da barragem e da água excitada no Quadro 20.

Quadro 20 - Massas Totais do método Pseudo-dinâmico

Massas Totais	h_i	m_i (ton/m)
	1,1	47
	3,2	141
	5,7	389
	9,5	498
	14,0	445
	18,5	391
	23,0	336
	27,5	281
	32,0	223
	36,5	163
	41,9	157
	47,5	110

A partir do método de interação (G.Fenves, A.K.Chopra, 1987), foram calculados o amortecimento e o período fundamental de vibração da estrutura.

Quadro 21 - Cálculo do período fundamental e amortecimento a partir do método de interação de Chopra, 2003

Interação com o reservatório		Interação com fundação flexível	
α	1.0	n_f	0.1
h_w/h_s	0.8	E_f/E_s	0.2
R_r	1.287	R_f	1.818
ξ_r	0.000	ξ_f	0.208
\tilde{T}_1		0.204	
$\tilde{\xi}_1$		0.214	

Como se pode verificar, utilizando o método de interação obtém-se um amortecimento de 21%, o que comparado com os 5% propostos normalmente para a estrutura em questão, é excessivo. Contudo, o método está a considerar formas de dissipação por radiação na fundação e pelo reservatório que não se consideram quando é aplicado um coeficiente de 5%.

Assim, este será na mesma aplicado de forma a apurar resultados e proceder à sua análise. Para o efeito será necessário escalar os espectros de resposta de SMP e SBP para o valor de amortecimento obtido. O Eurocódigo 8 sugere o seguinte fator de escala dum espectro de resposta em relação ao seu amortecimento (amortecimento expresso em percentagem):

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (59)$$

Para o contexto pretendido o valor η é de 0.61. Desta forma as acelerações espectrais correspondentes ao espectro de 5% serão influenciadas por mais este fator, como expresso na equação (60).

$$S_a(\xi_1, \tilde{T}_1) = S_a(0.05, \tilde{T}_1) \cdot \eta \quad (60)$$

Calculou-se, depois, as forças equivalentes à ação sísmica partir das acelerações espectrais " S_a " e da massa da estrutura, tal como indicado no Quadro 22.

$$S_{a_x}(\xi_1, \tilde{T}_1) = S_{a_x}(0.05, \tilde{T}_1) \cdot \eta \cdot \frac{2}{3} \quad [m/s^2]$$

$$S_{a_z}(\xi_1, \tilde{T}_1) = S_{a_z}(0.05, \tilde{T}_1) \cdot \eta \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,3 \quad [m/s^2]$$

Quadro 22- Acelerações espectrais para o modo fundamental ($\xi=21\%$)

	SMP	SBP	
$S_{a, h}$	4.56	3.01	m/s^2
$S_{a, v}$	1.81	0.90	m/s^2

Quadro 23 - Forças equivalentes à ação sísmica pelo método Pseudo-dinâmico

			SMP		SBP	
Forças laterais equivalentes à ação sísmica	h_i/h_s	Ψ_i	Q_h (KN/m)	Q_v (KN/m)	Q_h (KN/m)	Q_v (KN/m)
	0.02	0.004	92	36	61	18
	0.07	0.012	277	109	182	55
	0.12	0.023	763	301	502	151
	0.20	0.044	975	273	641	137
	0.29	0.078	871	239	573	120
	0.38	0.125	766	206	504	103
	0.48	0.189	659	172	433	86
	0.57	0.273	550	138	362	69
	0.67	0.380	437	105	287	52
	0.76	0.513	319	71	210	36
	0.87	0.713	307	75	202	38
	0.99	0.974	216	85	142	43
Σ			6230	4239	4099	2119

Verificando a segurança ao deslizamento e ao derrube.

Quadro 24 - Verificação da segurança ao deslizamento, método pseudo-dinâmico

Deslizamento	cenário rotura dinâmico (SMP) /condições acidentais	cenário rotura estático (NMC) /condições acidentais	Cenário corrente dinâmico (SBP)/cenário não usual
Peso próprio (KN/m)	23193	23193	23193
Ação Hidrostática (KN/m)	9933	11235	9933
Sub-pressão (KN/m)	3448	3667	3448
Q_h total (KN/m)	6230	0	4099
Q_v total (KN/m)	4239	0	2119
Destabilizador	13469	8541	11337
Estabilizador	16498	20668	18617
Y_{tgo}	1.20	1.20	1.50
Resistente	11536	14452	10414
FS	0.86	1.69	0.92

Verifica-se que, como seria de esperar uma vez que a aceleração espectral do método do modo fundamental é sempre maior do que a aceleração no solo, o método pseudo-dinâmico é mais crítico do que o pseudo-estático. No entanto, a diferença entre os fatores de segurança obtidos pelos dois métodos simplificados mostrou-se como mínima.

Quando à segurança ao deslizamento, esta não é garantida pela Norma Portuguesa (NPB, 1993) para os dois métodos, tanto para cenários de rotura dinâmicos como para cenários correntes dinâmicos. No caso de cenários de rotura, pode-se afirmar que o fator de segurança do Regulamento Português (NPB, 1993) é bastante mais exigente que o Regulamento Francês (CFBR, 2012), que contempla um fator de segurança para o ângulo de atrito de pico de 1,0. Uma vez que, segundo o Quadro 25, com os fatores do Regulamento Francês a segurança é mantida, não se pode afirmar que existirá um deslizamento, serão necessários métodos mais potentes para o efeito.

No caso de cenários correntes dinâmicos, a disposição não é cumprida por pouco, sendo que apenas não cumpre no método-pseudo-dinâmico.

Quadro 25 - Verificação de segurança pelo Regulamento Francês (CFBR, 2012)

Y_{tgo}	1.00	1.00	1.50
FS	1.03	2.03	0.92

Quadro 26 - Verificação da segurança ao derrube, método pseudo-dinâmico

Derrube	cenário rotura dinâmico (SMP) /condições acidentais	cenário rotura estático (NMC) /condições acidentais	Cenário corrente dinâmico (SBP)/cenário não usual
ΣM (KN.m/m)	-337009	-487170	-411597
ΣV (KN/m)	-15507	-19526	-17626
$e_{resultante}$ (m)	21.7	24.9	23.4
$\Delta e_{regulamentar}$ (m)	36.63	36.63	18.3-27.5
Verificação	OK	OK	OK

A verificação indica que a estabilidade ao derrube é novamente cumprida para o método pseudo-dinâmico, tal como o foi para o método pseudo-estático. Os valores calculados das excentricidades das resultantes equiparam-se bastante entre os métodos, contribuindo para a consideração de uma situação favorável à segurança.

5.2. MÉTODOS NUMÉRICOS

5.2.1. MODELAÇÃO DO CASO PRÁTICO

Como já foi referido, o caso prático foi modelado para uma interação simplificada entre reservatório/fundação/estrutura. Segundo EPFL,2006, é possível uma correcta representação do sistema através da representação geométrica apresentada na Figura.

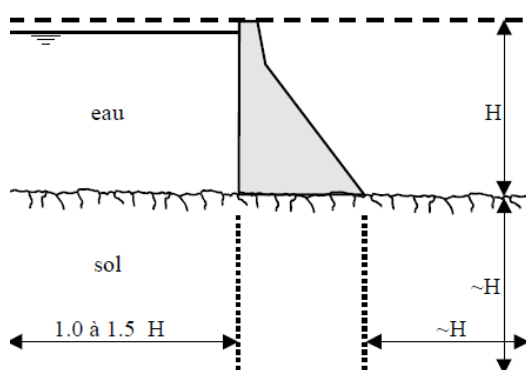


Fig. 22 - Modelação da geometria do sistema barragem-fundação-reservatório (EPFL, 2006)

Para o efeito foi utilizado o software de cálculo estrutural *DIANA - Finite Element Analysis*, que como o nome indica é um programa de análise por elementos finitos. A geometria do sistema foi modelada

como proposto. Procurou-se a representação mais realista possível da barragem, incorporando nesta as duas zonas de betão de classificação distinta (exterior/betão de face e interior/betão do núcleo), bem como todos os seus pormenores de "entrega" da estrutura na fundação. As galerias foram modeladas como "espaços vazios". Para efeitos da análise, escolheu-se a vertente de estado plano de deformação do software em questão.

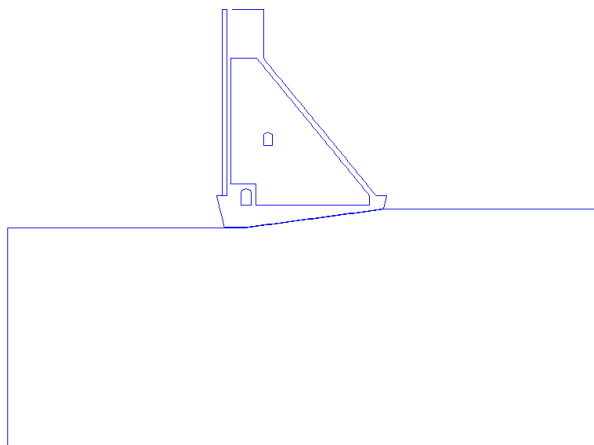


Fig. 23 - Geometria do Modelo

A modelação por elementos finitos exigiu a definição criteriosa do tipo de elemento a atribuir a cada constituinte da representação simplificada do sistema estrutural. Para o efeito da modelação da fundação e estrutura foram utilizados elementos isoparamétricos quadriláteros de estado plano de deformação com 8 nós. Estes elementos tem a sua base numa interpolação quadrática do campo de deslocamentos e numa integração com 4 pontos de gauss.

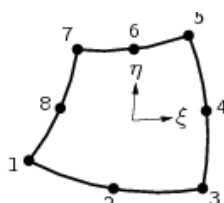
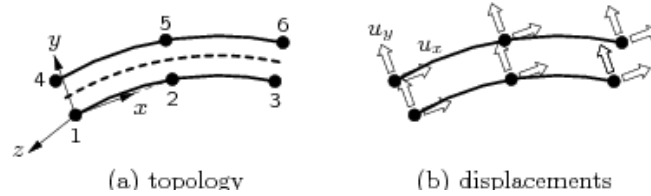


Fig. 24 - Elementos quadriláteros de 8 nós (*Diana- Finite Element Analysis*)

O campo deslocamentos é representado pela equação seguinte:

$$U_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\xi\eta^2 \quad (61)$$

Por sua vez, a interface betão-rocha foi modulada com elementos de interface de 3+3 nós, ou seja, elementos de duas linhas, em que cada linha tem 3 nós e dois graus de liberdade por nó. A interpolação dos deslocamentos é quadrática, a sua integração é realizada pelo software a partir do esquema de 4 pontos de Newton-Cotes.

Fig. 25 - Elementos de Interface de 3+3 nós (*Diana- Finite Element Analysis*)

Resta referir que para a colocação de massas correspondentes às pressões de Westergaard no paramento montante da barragem se procedeu à modelação deste com elementos fronteira de linha com 3 nós. O campo de deslocamentos tem um grau de liberdade horizontal (segundo o eixo da linha) e um grau de liberdade vertical. Estes elementos têm, apenas, como variáveis as translações nos seus graus de liberdade.

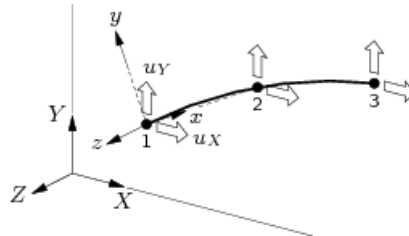


Fig. 26 - Elementos fronteira de linha com 3 nós

Após configurar os tipos elementos pretendidos e atribui-los à geometria correspondente, gerou-se a malha de elementos finitos. A sua configuração resultou da intenção de não colocar muitos elementos na fundação, uma vez que não funciona como elementos estrutural. Procurou-se uma boa distribuição dos elementos na estrutura, refinando a malha nas secções menos regulares (cantos, junto às galerias, etc) e na sua base.

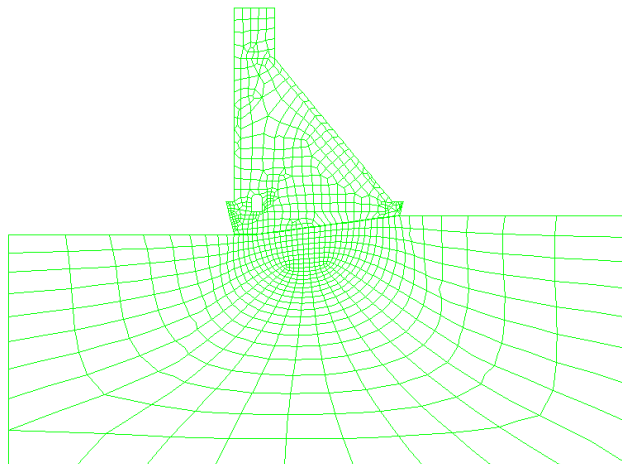


Fig. 27 - Malha de elementos finitos

Seguidamente definiram-se as ações estáticas para os diferentes níveis de carga, em particular as subpressões ("Uplift") e as pressões hidrostáticas a montante, ambas para o NPA e NMC. Sendo que a sua combinação com as restantes cargas foi efectuada "à posteriori". Como é possível reparar, uma vez que se tratam de pressões, estas são perpendiculares às superfícies onde actuam e portanto terão direções diferentes visto que a barragem tem inclinações diferentes nas suas faces correspondentes.

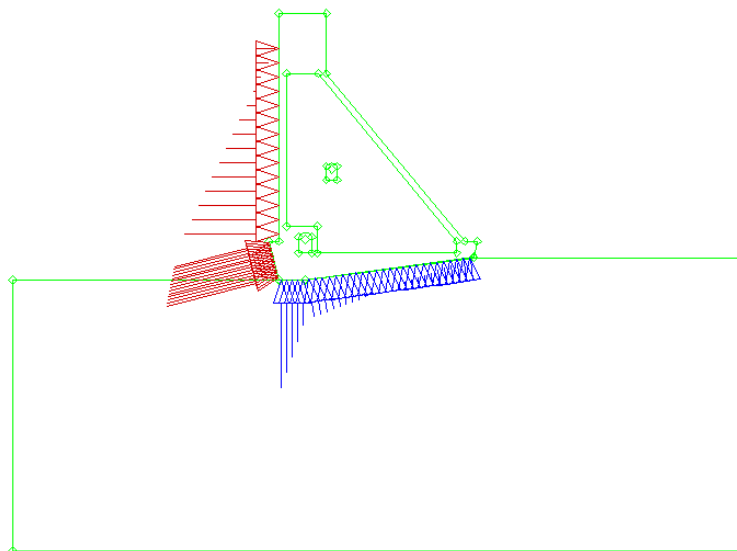


Fig. 28 - Ações hidrostática (vermelha) e Subpressão (azul) em caso de sismo extremo

O próximo passo será definir as condições de apoio do sistema estrutural. Como foi referido, o método simplificado de interação reservatório-macijo de fundação-estrutura idealiza um macijo de fundação homogéneo, que apenas confere rigidez ao sistema. A caracterização do comportamento deste macijo é alcançada através da representação de uma parcela apropriada de terreno ("half plane") e a colocação de apoios nos limites desta parcela de terreno. Os apoios no macijo são fixados horizontal e verticalmente. Os apoios nos limites laterais do macijo apresentam liberdade de movimento na direção horizontal quando é aplicada a excitação sísmica horizontal e liberdade de movimento vertical quando é aplicada uma excitação vertical. Este facto sucede uma vez que a aplicação das acelerações sísmicas medidas no solo, a partir dos vários métodos de aplicação dos seus parâmetros, é realizada na base da fundação.

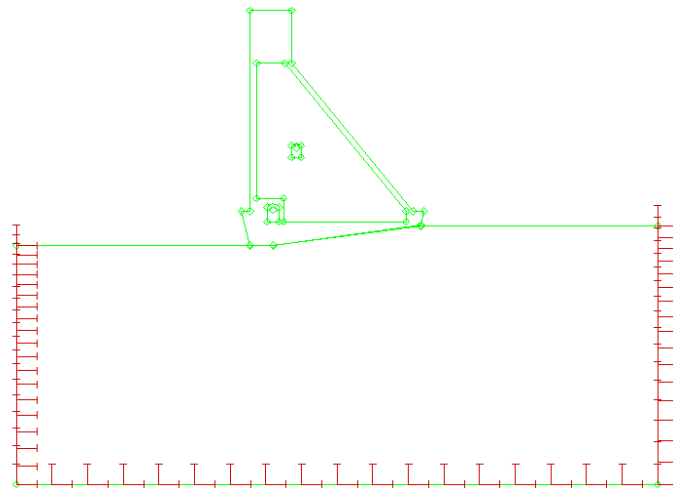


Fig. 29 - Apoios do Sistema

5.2.2. ANÁLISE MODAL

A análise dinâmica inicia-se realizando uma análise modal, ou seja, identificando os modos naturais de vibração da estrutura. Para esta análise, apenas contribuem as propriedades de massa e de rigidez do sistema. As frequências naturais e taxas de participação de cada modo fornecem uma ideia do que será a resposta da estrutura pelo Método da Sobreposição Modal. Assim, o objectivo será, para cada direcção em estudo (neste caso direcção vertical e horizontal), obter os modos que mais contribuem para a resposta da estrutura. Para o efeito, os fatores de participação modal fornecem informações essenciais. Desta forma, a truncatura dos modos será feita para os modos superiores quando a contribuição destes não provoca incrementos no fator de participação modal acumulativo.

A massa total do sistema corresponde à massa da estrutura e à massa de água excitada com o sismo (resultante das pressões hidrodinâmicas), esta corresponde a um fator de participação modal de 100%. Na direcção x é expectável que praticamente toda a massa do sistema seja mobilizada para modos relativamente baixos. A afirmação justifica-se pelo facto destas estruturas serem caracterizadas por respostas com baixos períodos de vibração, próximas do período fundamental.

Na direcção vertical z, a massa de água excitada verticalmente não contribui para a resposta da estrutura, não se incorporando na massa modal efectiva de nenhum modo de vibração. Sendo assim, a massa modal efectiva apenas atinge a percentagem de massa do sistema sem a contabilização da massa da água excitada. A razão é o facto das pressões hidrodinâmicas serem de direcção perpendicular ao paramento montante e portanto horizontais.

Nos Quadros 27 e 28 apresentam-se os resultantes da análise modal da estrutura, sendo que se considerou 10 primeiros modos de vibração devido à facilidade existente dos os incorporar no cálculo.

Quadro 27 - Análise Modal na direção x

Análise Modal na direção x					
Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa Modal efectiva M^* (Kg)	Fator de Participação Modal Γ_x (%)	Massa Modal efectiva M_x^* (%)
1	3.80	0.263	2409200	74.52	74.52
2	8.79	0.114	290340	8.98	83.50
3	10.59	0.094	477110	14.76	98.26
4	20.00	0.050	49788	1.54	99.80
5	34.48	0.029	2629	0.08	99.88
6	37.53	0.027	1691	0.05	99.93
7	44.58	0.022	80	0.00	99.94
8	48.09	0.021	856	0.03	99.96
9	54.33	0.018	45	0.00	99.96
10	58.26	0.017	192	0.01	99.97

Como expectável, com poucos modos de vibração consegue-se mobilizar quase toda a massa do sistema e portanto não existirá necessidade de incluir a contribuição de modos mais elevados. A truncatura deveria ser realizada quando a Massa Modal efectiva M^* ultrapassada os 98%. Sendo assim, caso não existisse a facilidade de cálculo, poderiam usar-se apenas os 3 primeiros modos de vibração.

Quadro 28 - Análise Modal na direção z

Análise Modal na direção z					
Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa Modal efectiva M^* (Kg)	Fator de Participação Modal Γ_z (%)	Massa Modal efectiva M_z^* (%)
1	3.80	0.263	75877.00	2.35	2.35
2	8.79	0.114	2080100.00	64.34	66.69
3	10.59	0.094	217400.00	6.72	73.42
4	20.00	0.050	14946.00	0.46	73.88
5	34.48	0.029	3873.90	0.12	74.00
6	37.53	0.027	4486.30	0.14	74.14
7	44.58	0.022	178.78	0.01	74.14
8	48.09	0.021	43.79	0.00	74.14
9	54.33	0.018	978.35	0.03	74.17
10	58.26	0.017	414.10	0.01	74.19

Na direção z verifica-se que para 10 modos só é possível mobilizar 74,19% da massa da sistema. Limitou-se aos 10 modos de forma a igualar o número de modos para cada direção e uma vez que a variação para modos mais elevados se demonstrou ser muito pouco importante.

Interessa, agora, comparar estes resultados com os resultados de massa de água e de massa barragem calculados por métodos simplificados, desta forma confirma-se que a massa de água hidrodinâmica não se excita na direção vertical. Os resultados do método Pseudo-dinâmico são aqui alvo de comparação.

$$\sum M_{si} = 2345 \text{ ton/m} \quad (62)$$

$$\sum M_{wi} = 837 \text{ ton/m} \quad (63)$$

Na direção z, a percentagem de massa da água em relação à massa total do sistema terá que ser aproximadamente igual ao fator de participação modal cumulativo em z para os 10 modos de vibração representados.

$$\begin{aligned} \% \text{ Massa de água excitada no sistema} &= \frac{\text{Massa "hidrodinâmica"}}{\text{Massa total do sistema}} \\ &= \frac{\sum M_{wi}}{\sum M_{wi} + \sum M_{si}} = 26 \% \end{aligned} \quad (64)$$

Assim verifica-se a conformidade entre ambos os métodos.

De forma a perceber a influência de cada modo na resposta espectral da estrutura ao SMP (em cada direção), representa-se nas Figuras 30 e 31 gráficos que relacionam a aceleração espectral dos vários modos de vibração com o seu peso na excitação total da estrutura.

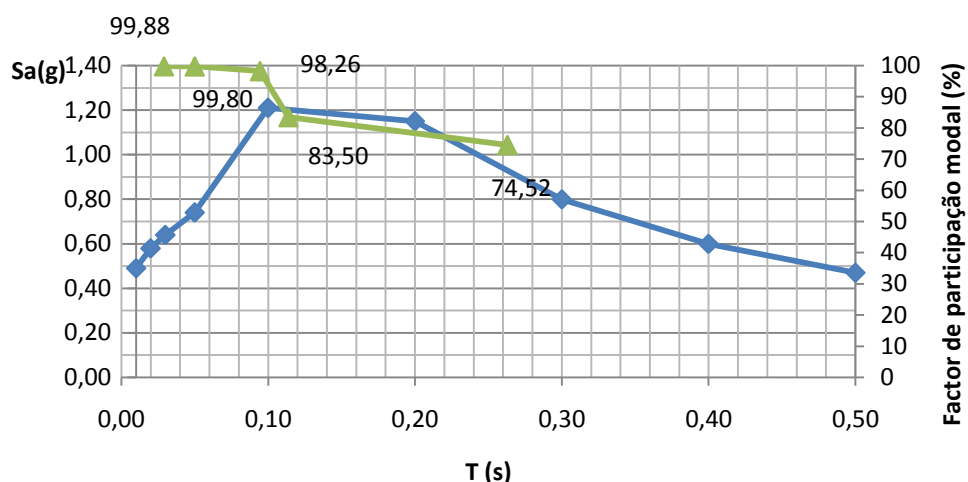


Fig. 30 - Contribuição dos modos para a resposta espectral do SMP (x)

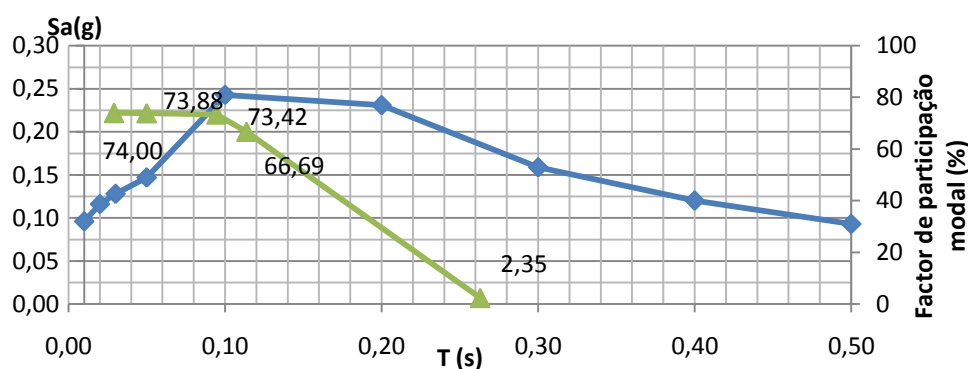


Fig. 31 - Contribuição dos modos para a resposta espectral SMP (z)

A massa da barragem é excitada na gama de frequências que correspondem às máximas acelerações espectrais. Esta é a gama tipo de frequências duma barragem do tipo gravidade, e que se torna relevante no estudo da resposta sísmica. Deste modo, a representação permite a visualização e percepção da gama de acelerações que caracteriza a resposta espectral da estrutura.

5.2.3. ANÁLISE PELO MÉTODO DO ESPECTRO DE RESPOSTA

De forma a analisar a segurança da estrutura, comparando a resposta da mesma para diferentes procedimentos mais ou menos simplificados, procedeu-se a uma análise espectral. O alvo desta análise será principalmente o estudo das tensões resultantes dos diferentes níveis de carregamento, e a comparação destas com as resistências do betão correspondentes.

A análise das cargas estáticas será realizada separadamente, visto que o software utilizado não possibilita uma análise espectral em conjunto com uma análise estática. A verificação está sujeita aos parâmetros da Norma Portuguesa de Barragens (NPB,1993). Sendo assim, o presente capítulo será alvo de análises de cenários correntes estáticos e dinâmicos, bem como de cenários de rotura estáticos e dinâmicos. Para um cenário corrente de projeto, é necessário cumprir um fator de segurança de

tensões de 2.5. No caso de cenários de rotura, a situação não é bem definida no regulamento, dando a devida liberdade ao projetista para avaliar a segurança das tensões de tração verificadas. Todavia, numa primeira fase, considerar-se-á o valor de resistência à tração do betão como o valor limite para as tensões de tração no corpo da barragem. Para efeitos da análise estática e dinâmica, apresentam-se no Quadro 29 as tensões admissíveis nos dois tipos de betão que constituem a estrutura.

Quadro 29 - Trações admissíveis no betão para cenários correntes

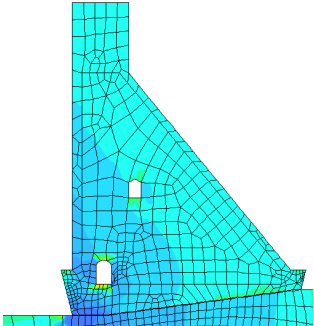
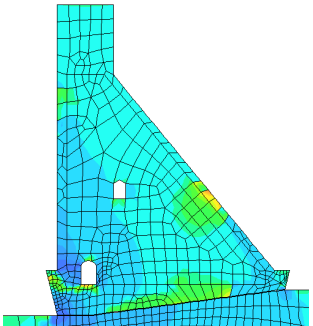
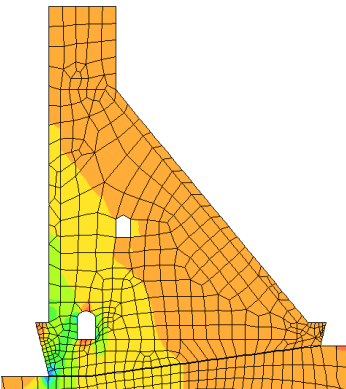
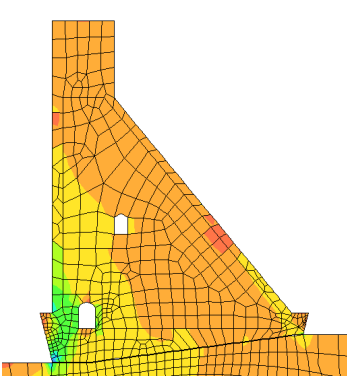
		Compressão (MPa)	Tração (MPa)
Estático	C11	4.4	0.6
	C25	10.0	1.0
Dinâmico	C11	6.6	0.9
	C25	15.0	1.6

Salienta-se o facto de, ao ser considerada uma interface betão-rocha com rigidez elevada e em regime linear elástico, esta absorverá uma proporção importante de tensões. De facto, tal não acontecerá na realidade uma vez que localmente a interface atinge um valor máximo de tensão que pode suportar. Sendo assim, não será dado grande valor às tensões existentes na interface e na sua envolvente (junto à base da barragem) no tipo de análise linear-elástica efectuada. Esta será, todavia, alvo de análise próprio e futuras considerações.

5.2.3.1. Análise Estática

Inicialmente procedeu-se com as análises estáticas de cenários correntes (Nível Pleno de Armazenamento) e cenários de rotura (Nível Máximo de Cheias). A apresentação de resultados refere-se aos dois cenários estudados, tanto a nível da distribuição de tensões no corpo da barragem como da apresentação dos valores máximos absolutos de tensões fornecidos pelo programa de cálculo. Os valores das propriedades dos materiais deverão ser os de carácter estático.

Quadro 30 - Análise estática para cenários correntes e de rotura

Cenário	NPA (cenários correntes)	NMC (cenários de rotura)	Escalas (Pa)
σ_1			<div> <div></div>.1E7 <div></div>.9E6 <div></div>.8E6 <div></div>.7E6 <div></div>.6E6 <div></div>.5E6 <div></div>.4E6 <div></div>.3E6 <div></div>.2E6 <div></div>.1E6 <div></div>0 <div></div>-.1E6 <div></div>-.2E6 <div></div>-.3E6 <div></div>-.4E6 <div></div>-.5E6 </div>
Valores máximos tração σ_1	0.2 MPa	0.4 MPa	
σ_2			<div> <div></div>0 <div></div>-.5E6 <div></div>-.1E7 <div></div>-.15E7 <div></div>-.2E7 <div></div>-.25E7 <div></div>-.3E7 </div>
Valores máximos compressão σ_2	-2/3 MPa	-4/5 MPa	

Salienta-se o facto de, apesar dos valores máximos absolutos das tensões no NMC serem superiores às do NPA, e a distribuição de tensões ser mais desfavorável, como seria expectável.

Da comparação, para os cenários de rotura, das tensões principais de tração e compressão com as resistência estáticas do betão não resulta qualquer tipo de insegurança.

Por sua vez, para cenários correntes, o cumprimento dos requisitos propostos é, também, bastante claro. Não existem trações superiores a 0.5 MPa e as compressões não atingem valores absolutos superiores a 2/3 MPa, o que corresponde à garantia de cumprimento das condições do regulamento com alguma margem.

5.2.3.2. Análise Espectral

A contribuição dos modos de vibração para a estrutura é contabilizada através de uma análise espectral por Sobreposição Modal. Para esta análise é necessário considerar as propriedades dinâmicas dos materiais (fundação e estrutura), a introdução de dois espectros de resposta (direção horizontal e vertical com fator de combinação) e as propriedades dos modos de vibração. A resposta da estrutura é obtida para os cenários correntes da Norma Portuguesa (NPB,1993), através da ação do Sismo Base Projeto (SBP), e para cenários de rotura com a introdução dos dois espectros do Sismo Máximo de Projeto (SMP). Os resultados serão calculados para os 10 modos seleccionados e combinados utilizando a Combinação Quadrática Completa (CQC).

No que diz respeito a resultados, análise espectral fornece apenas os valores máximos da resposta da estrutura a uma ação sísmica. Os resultados principais da resposta da estrutura são os seus deslocamentos máximos, acelerações máximas e tensões principais (de tração e compressão).

No entanto, a avaliação global da segurança não é facilmente realizada neste caso de estudo, visto que o software utilizado para o efeito não inclui na resposta da análise espectral a contribuição das cargas estáticas. Esta situação obriga a uma separação das análises da estruturas. Deste modo, a resposta espectral e estática serão executadas separadamente de forma a obter-se uma ideia das tensões totais na estrutura para os cenários idealizados.

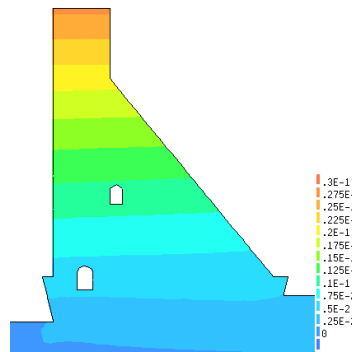


Fig. 32 - Deslocamentos máximos horizontais da análise espectral (SMP com amortecimento a 5%)

Para a ação espectral de SMP, a amplitude de deslocamentos máximos ronda a ordem das dezenas de milímetros (cerca de 30 mm), o que permite concluir que a estrutura se comporta dentro dos parâmetros "usuais" deste tipo de estrutura.

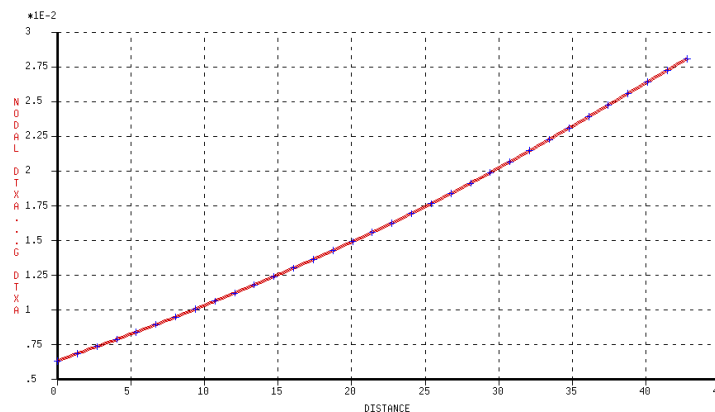


Fig. 33 - Gráfico dos deslocamentos máximos horizontais em altura (paramento vertical a montante)

A distribuição de deslocamentos em altura não revela nenhuma irregularidade, ou seja, é uma distribuição regular, dentro do comportamento esperado. Visualiza-se que o deslocamento aumenta em altura, o que corresponde a uma deformada por corte, exibindo uma ligeira flexão.

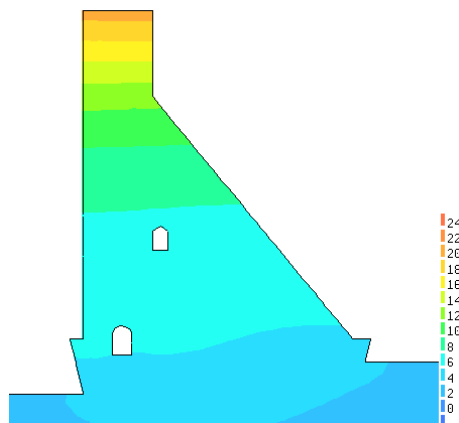
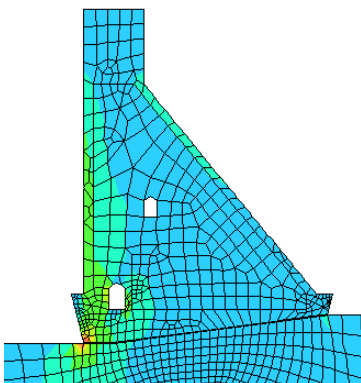
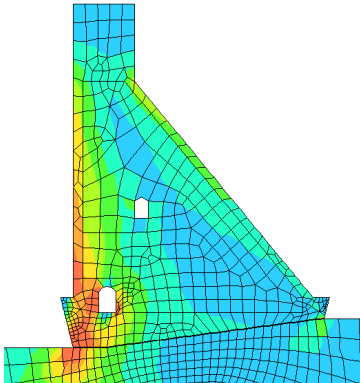
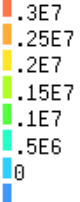


Fig. 34 - Acelerações máximas horizontais da análise espectral (amortecimento 5%)

A partir da distribuição de acelerações de resposta representada na Figura 34, retira-se a ideia firme de que a aceleração sísmica para o SMP é bastante gravosa. No topo chega-se a atingir um valor superior a duas vezes a aceleração da gravidade (2g).

A ação sísmica foi calculada para uma solicitação horizontal nas duas direções combinada com ação vertical em condições semelhantes. As tensões apresentadas no Quadro 31 representam a envolvente de tensões da estrutura na sua resposta unicamente à ação sísmica. Não foi possível obter as tensões máximas de tração no paramento de jusante, ou seja, só se obtiveram resultados para um sismo com direção horizontal de montante para jusante. Da mesma forma, não foram obtidas compressões uma vez que a ação sísmica, actuando de forma solitária, não provoca tensões de compressão na estrutura.

Quadro 31 - Resposta de tensões resultantes da análise espectral

Cenário	SBP (cenários correntes)	SMP (cenários rotura)	Escalas (Pa)
σ_1			
Valores tração σ_1	1/1.5 MPa	3/4 MPa	

Calculadas as tensões principais para SMP e SBP, interessa proceder à verificação de segurança da estrutura, juntando efeitos estáticos e dinâmicos. Para tal é necessário perceber a direcção das tensões principais de tração e compressão de forma a adicionar quantidades com o mesmo significado físico.

A segurança será verificada para os elementos mais solicitados à tração na análise espectral. De seguida apresenta-se a sua selecção baseada nos diagramas de tensões obtidos e no conhecimento, resultante da experiência, das secções mais críticas no estudo de tensões neste tipo de barragens. As cores diferentes representam zonas distintas onde poderá existir uma rotura localizada.

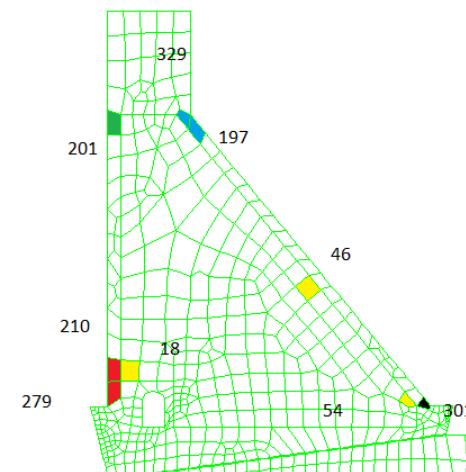


Fig. 35 - Elementos utilizados na verificação de segurança das tensões de tração

As tensões de tração são claramente superiores junto aos paramentos. Apesar de menores, as tensões de tração em elementos do interior do betão podem ser prejudiciais, uma vez que a resistência do betão do núcleo é porém bastante menor.

No entanto, a verificação das tensões de tração em elementos do betão do núcleo não foi efectuada no método pelo espectro de resposta. A razão é o facto das tensões principais de tração no núcleo para ações dinâmicas não terem a mesma direcção das tensões para ações estáticas. A análise será efectuada posteriormente para métodos mais avançados.

É de referir que foram analisadas as tensões máximas nestes elementos, ou seja, no ponto de gauss de maior tensão de cada elemento. Esta opção justifica-se uma vez que a análise recai sobre roturas locais que poderão provocar a rotura da estrutura. No entanto, posteriormente consideram-se reflexões específicas para a análise da rotura localizada (fissuração) dos elementos tracionados. Para já, é apresentado o cálculo das tensões totais de tração para elementos dos paramentos (análise espectral e estática).

Quadro 32 - Cálculo de tensões de tração no cenário de rotura (análise espectral e análise estática)

	Elemento	Espectral	Estático	σ_{total} (MPa)	Verificação
		σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)		
Calcanhar Montante	279	3.61	-1.5	2.11	OK
	210	3.14	-1.5	1.64	OK
Calcanhar Jusante	301	4.84	-0.25	4.59	Fissuração

Constatou-se que o elemento 301 entra em fissuração local, uma vez que ultrapassa a resistência do betão C25 a uma ação dinâmica (3.9 MPa).

De seguida verificar-se-á as tensões para cenários correntes de projeto.

Quadro 33 - Cálculo de tensões de tração no cenário correntes (análise espectral e análise estática) segundo NPB,1993

	Elemento	σ_{total} (MPa)	Verificação
Calcanhar Montante	279	1.45	OK
	210	1.44	OK
Calcanhar Jusante	301	1.55	OK
Cume Jusante	329	1.13	OK
	197	1.5	OK
Cume Montante	201	0.944	OK

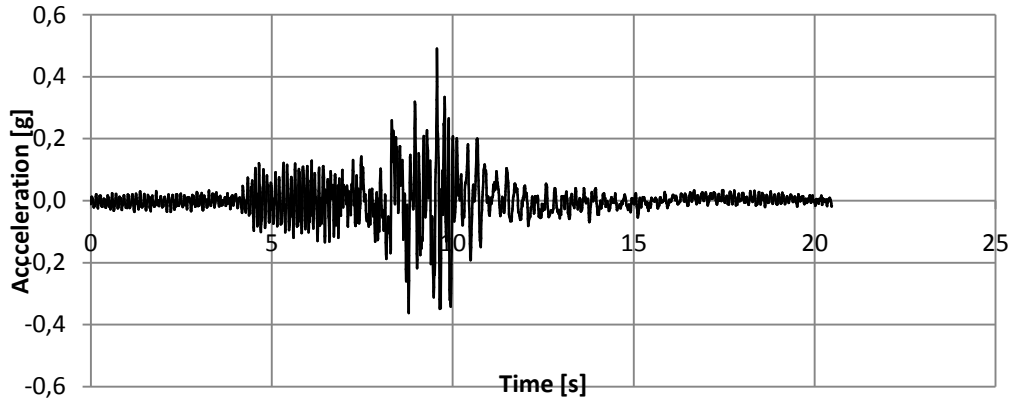
Quanto ao valor das tensões de compressão, não existirão problemas no cumprimento dos requisitos regulamentares. A tensão máxima de tração dinâmica para o betão exterior (1.6 MPa) não é atingida.

5.2.4. ANÁLISE TIME-HISTORY COM INTERFACE ELÁSTICA

O modelo de cálculo foi programado de forma a inicialmente executar uma análise estática e só posteriormente foi introduzida a ação sísmica temporal. Neste caso, os parâmetros que caracterizam ação sísmica são as acelerações no tempo para a direção horizontal e vertical. Uma vez que se tratam de ações temporais que retratam uma situação próxima da real, não se aplicou nenhum fator de combinação ou de atenuação de acelerações de pico. A análise concretizou-se para três sismos gerados artificialmente: Duzce, Golbasi e Izmit. Só assim se é possível avaliar a resposta da estrutura para várias gamas de frequências e durações de sollicitação. A interface betão-rocha foi definida com uma

rigidez suficientemente elevada para não entrar em regime plástico, embora não demasiado uma vez que poderia causar um erro numérico condicional.

Fig. 36 - Exemplo de série cronológica (SMP Izmit na direção horizontal x)



5.2.4.1. Parâmetros de Amortecimento de Rayleigh

Para esta análise foi necessário caracterizar o amortecimento através dos parâmetros de Rayleigh. O cálculo destes parâmetros tem a sua base na análise modal. Assim, considerando um amortecimento constante para os modos mais representativos da resposta da estrutura, os 5 primeiros modos de vibração, efectuou-se o cálculo. De seguida apresentam-se alguns passos importantes deste.

Os parâmetros de Rayleigh (α e β) têm a sua formulação a partir do princípio de que estes são proporcionais à matriz de Massa " \underline{M} " e de Rigidez " \underline{K} ", quando se pretende obter a matriz de amortecimento do sistema " \underline{C} ".

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K} \quad (65)$$

Utilizando as propriedades do método da sobreposição modal para caracterizar o valor modal de amortecimento para um modo genérico de vibração n .

$$C_n = \alpha M_n + \beta K_n \quad (66)$$

Tendo em conta que a relação entre o amortecimento crítico $C_{cr,n}$ de cada modo com o amortecimento modal C_n fornece um valor de valor do coeficiente de amortecimento viscoso ξ_n .

$$\xi_n = \frac{C_n}{C_{cr,n}} \quad (67)$$

$$C_{cr,n} = 2 M_n w_n \quad (68)$$

$$\xi_n = \frac{\alpha M_n}{2 M_n w_n} + \frac{\beta K_n}{2 M_n w_n} = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{w_n} + \beta w_n \right) \quad (69)$$

Os coeficientes α e β estabelecem-se a partir da equação anterior, impondo fatores de amortecimento modal para dois modos relativamente próximos. Neste caso será considerado, para os modos 1 e 5, um fator de amortecimento viscoso modal de 5%.

$$\xi_1 = \xi_5 = 5\% \quad (70)$$

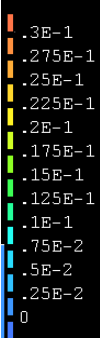
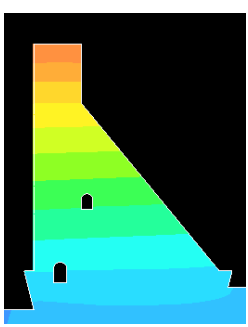
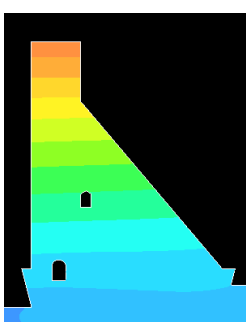

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{w_1} & w_1 \\ \frac{1}{w_5} & w_5 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_5 \end{bmatrix} \\ \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & 3.802 \\ 3.802 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} 0.05 \\ 0.05 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (71)$$

Resolvendo o sistema matricial obtiveram-se os valores de $\alpha=2.1516029$ e $\beta=0.0004158$. Estes valores serão atribuídos a todos os componentes do sistema: maciço de fundação e barragem.


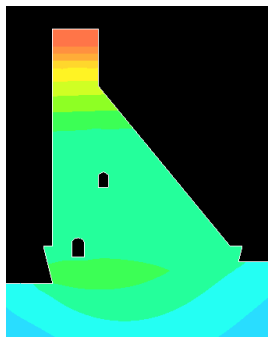
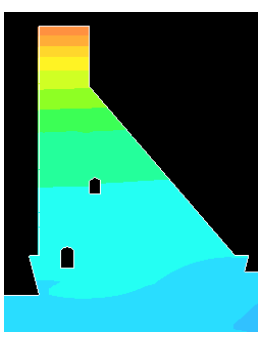
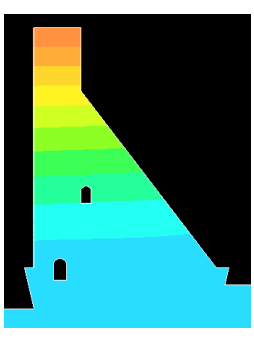
5.2.4.2. RESPOSTA EM ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA

De seguida, representam-se as respostas da estrutura a nível de deslocamentos e acelerações horizontais máximas da estrutura aos três sismos solicitantes. Esta análise inclui a análise estática, como se referiu.

Quadro 34 - Deslocamentos máximos horizontais (resposta time-history 5%)

Sismo	Duzce	Golbasi	Izmit
			
Valores máximos (m)	0.0300	0.0294	0.0378

Quadro 35 - Acelerações máximas horizontais (resposta time-history 5%)

Sismo	Duzce	Golbasi	Izmit
			
Valores máximos (m/s^2)	29.2	23.7	24.0

Apesar da não realização de análise estática juntamente com a análise espectral, pode verificar-se que a ordem de grandeza dos deslocamentos e acelerações da análise time-history e espectral é bastante semelhante.

Perante os valores do quadro anterior, decidiu-se proceder a uma análise mais detalhada da resposta para o sismo Izmit. Este sismo apresenta valores máximos de deslocamento mais elevados e uma distribuição mais gravosa de deslocamentos no corpo da estrutura. Sendo a rigidez da estrutura semelhante para os vários sismos, pelo método de deslocamentos depreende-se que a estrutura mais solicitada a nível de tensões poderá ser aquela que exhibe uma resposta mais desfavorável a nível de deslocamentos (as forças elásticas são proporcionais ao efeito dos deslocamentos na rigidez da estrutura).

5.2.4.3. Resposta máxima em tensões para cenários de rotura (Izmit)

Primeiramente caracterizou-se a resposta a nível das tensões máximas σ_1 e mínimas σ_2 verificadas ao longo do tempo da ação. Estes mapas de tensões, permitiram retirar uma ideia de quais serão as secções do corpo da barragens mais críticas para a segurança. Verifica-se que não diferem muito das secções críticas comuns para estas barragens. Neste caso também serão analisadas as tensões de tração para elementos na zona do betão do núcleo, visto que a análise do registo das acelerações contempla uma análise estática anterior à ação sísmica. A análise será realizada apenas para o SMP, uma vez que somente nos cenários de rotura existe a possibilidade de ultrapassar os limites do regime linear-elástico, permitindo que o valor de tensões exceda a capacidade resistente do betão em certos casos.

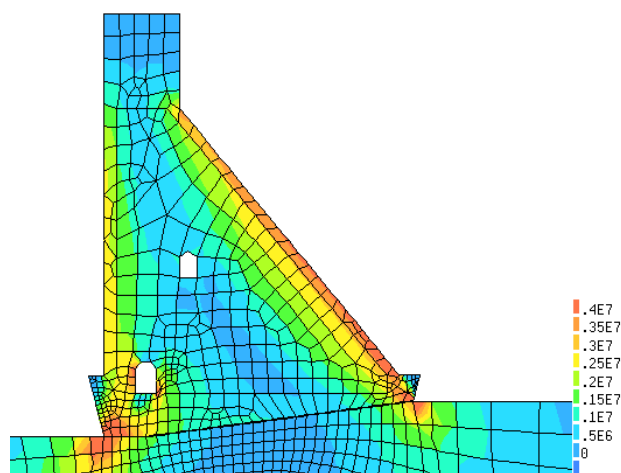


Fig. 37- Tensões principais máximas de tração σ_1 (Pa), Izmit

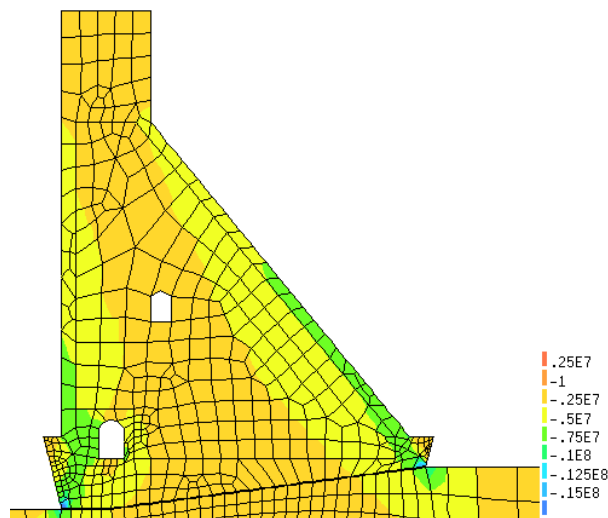
Quadro 36 - Tensões principais de tração em elementos solicitados, Izmit

	Elemento	σ_1 (MPa)	Verificação
Calcanhar Montante	279	2.64	OK
	210	2.92	OK
Calcanhar Jusante	301	5.10	Fissuração
Cume Jusante	329	4.50	Fissuração
	197	4.02	Fissuração
Cume Montante	201	2.05	OK
Núcleo	18	2.36	Fissuração
	54	3.18	Fissuração
	46	3.02	Fissuração

Analisando os resultados obtidos, constata-se que a distribuição de tensões referida apresenta alguma gravidade na fendilhação da estrutura. De facto, para as zonas do paramento inclinado de jusante e zonas do núcleo, registam-se valores de tensões de tração que ultrapassam o valor dinâmico da resistência do betão para cenários de rotura, a sua consequência é a abertura de fissuras. Por si só, esta conjuntura não vaticina a rotura total da estrutura, embora obrigue a um conhecimento do nível de abertura das fissuras para que a segurança seja consumada.

Na verdade, o mapa de tensões apresentado representa valores de tensões principais de tração correspondentes ao valor máximo medido na resposta da estrutura, o que equivale a uma envolvente de tensões de tração averiguadas. Do ponto de vista dinâmico, pouco pode significar o facto de se atingir o valor máximo de resistência à tração do betão. O estudo da rotura local de um elemento não implica a rotura total da estrutura. Desta forma, torna-se de grande relevância perceber o tempo em que uma fissura se mantém, de modo a clarificar as suas consequências a nível de dano global na estrutura. Surge, assim, a análise das tensões relacionando-as com o intervalo de tempo em que são excedidas: os DCR's (Dynamic Capacity Ratios).

Quadro 37 - Tensões principais mínimas de compressão σ_2 (Pa), Izmit



Como se verifica mais uma vez, as tensões de compressão são bastante mais baixas do que o valor da resistência dinâmico do betão à compressão. Estas andam, nos seus valores mais elevados, na ordem dos -13/14 MPa junto aos paramentos e -1/3 MPa em zonas do núcleo.

Sendo assim, a conclusão possível dos resultados indica que, considerando apenas um regime linear elástico, não se poderá admitir o nível de tensões de tração presente no corpo da barragem. No entanto, nos regulamentos da área, em específico no Português (NPB, 1993), existe uma margem de manobra para as tensões em cenários de rotura. Sendo assim, exploram-se algumas formas de incorporar na verificação de segurança o comportamento não-linear do betão da estrutura, sem efectuar a análise respectiva.

5.2.4.4. Verificação das tensões tendo os DCR

A verificação segundo o DCR foi realizada primeiramente para os elementos das zonas de betão exterior. Com este fim, rácios de comportamento foram obtidos através da resistência média de tração

do betão correspondente. Os valores de tensões resultaram de um registo de resposta das tensões principais de tração σ_1 para a ação sísmica Izmit.

Assim, considera-se como admitida a segurança caso o intervalo de tempo (total ao longo da resposta) em que determinada tensão for atingida não ultrapasse os critérios definidos pelo método, ou seja, os valores de rácios de tensões estejam abaixo da curva definida pelos DCR.

Analizando os elementos que atingiram a fissuração no cálculo linear-elástico e comparando os seus rácios de resposta com os limites de DCR's experimentados.

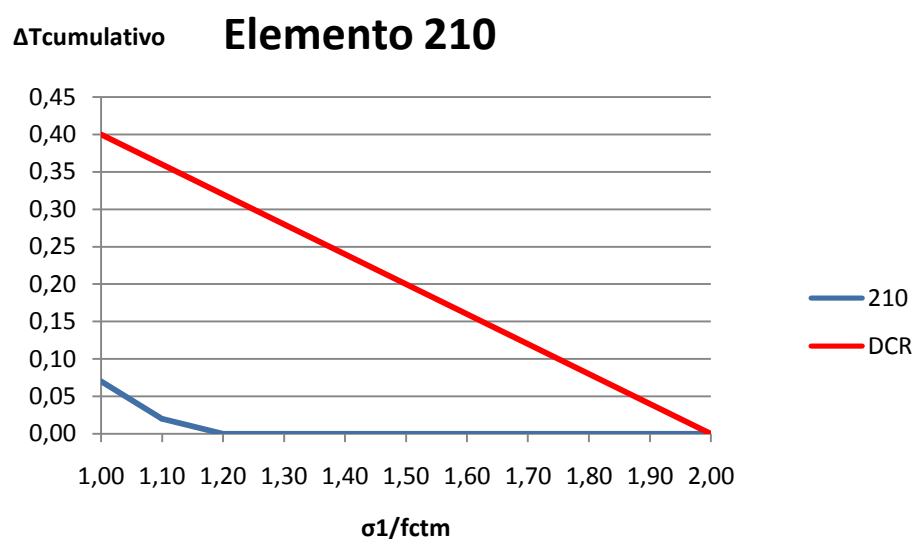


Fig. 38 - Gráfico de DCR's do elemento 210

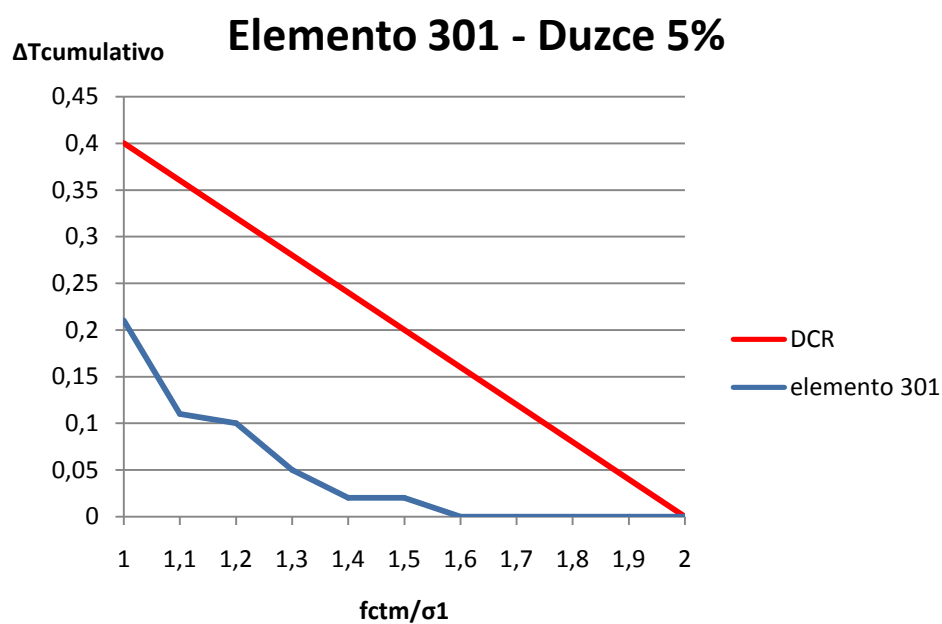


Fig. 39 - Gráfico de DCR's do elemento 301

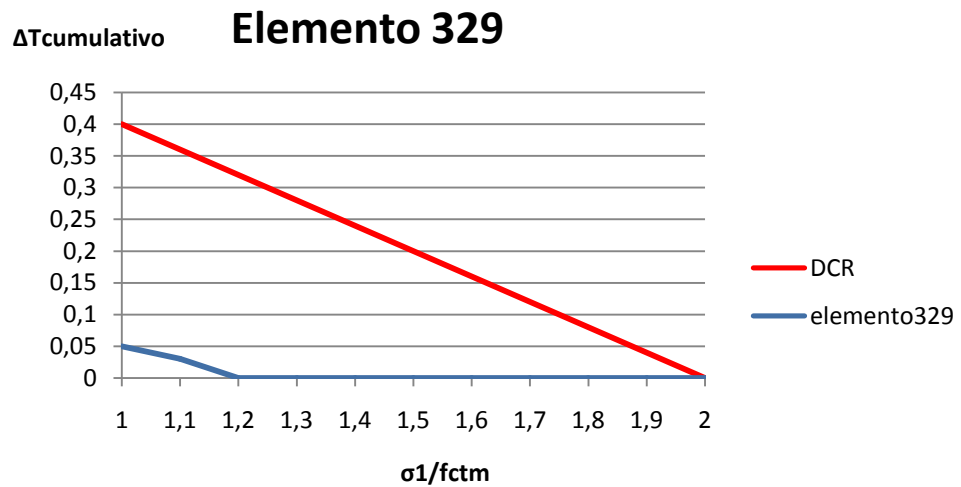


Fig. 40 - Gráfico de DCR's do elemento 329

Conclui-se que o comportamento da fissuração de elementos do betão exterior é aceitável perante o método do DCR. Segundo a verificação, o tempo de abertura das fissuras não é relevante tendo em conta o valor das tensões que os elementos atingem, e portanto supõe-se que a rotura local dos elementos não levará à abertura de uma fenda de dimensão superior, que se propague pela estrutura e coloque em causa a segurança da estrutura no seu global.

De seguida executou-se a mesma análise para o elemento com maior tensão do betão do núcleo: o elemento 54.

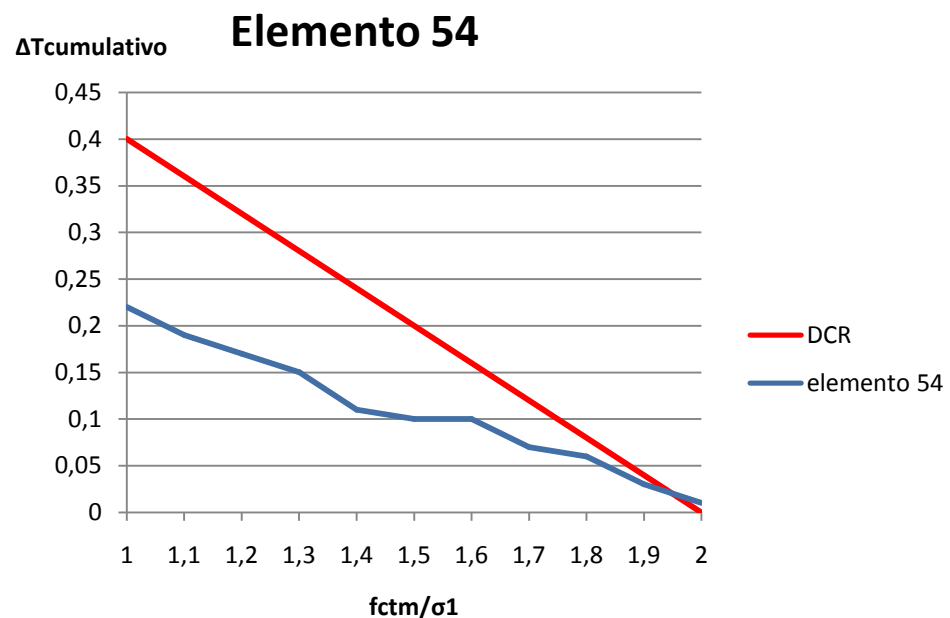


Fig. 41 - Gráfico de DCR do elemento 54

Neste caso a segurança é colocada em causa, visto que uma tensão duas vezes superior à de tração do betão do núcleo é atingida para 0,01 segundos. No entanto, não se justificava uma análise não-linear

geométrica em projeto, mas sim uma alteração ligeira das propriedades da estrutura: aumento da área de betão exterior ou aumento da área da seção, por exemplo.

Conclui-se que, apesar da modelação de uma interface rígida, que provavelmente conduz a uma distribuição de esforços possivelmente mais severa para a estrutura, praticamente verificou-se e cumpriu-se a segurança. Não se justificava a utilização de uma análise não-linear do comportamento tensão-deformação do corpo da barragem, recorreu-se a um método expedito para garantir a segurança. O método apresentado é conservativo e portanto bastante credível nos seus resultados. Simultaneamente, apresenta-se como um método simples e facilmente aplicável em âmbito de projeto.

Esta distribuição de tensões pode não representar totalmente bem a realidade do funcionamento da estrutura uma vez que implica a acumulação de tensões excessivamente elevadas junto à base da barragem. Portanto, seria de todo o interesse verificar o que aconteceria para um comportamento mais realista da interface.

5.2.4.5. Resposta máxima em tensões para cenários de rotura (Izmit), interface não-linear

De forma a obter uma ideia do que seria uma interface em regime não-linear e das suas consequências na distribuição de tensões da estrutura, procedeu-se à sua modelação. A interface foi modelada de forma a seguir uma lei simplificada não-linear de tensões-deformações. Esta lei permite tratar de uma forma mais credível a interação solo-estrutura, impedindo uma elevada concentração de tensões de tração na ligação de ambos. Desta forma, a distribuição de tensões também será alterada. O comportamento friccional e não-linear destas interfaces segue o critério de Mohr Coloumb. Os parâmetros elásticos do modelo de interface são definidos de acordo com uma recomendação de Vermeer et al.(1993) e Witasse and Witte (2005).

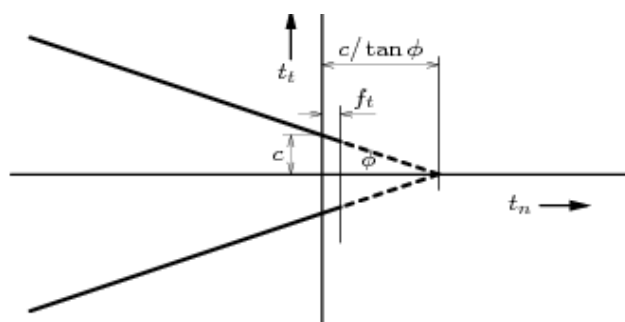


Fig. 42 - lei de Mohr-Coloumb (retirado de Diana)

Assim, a rigidez normal elástica será definida pelo parâmetro D_{nn} e é proporcional à rigidez tangencial D_{tt} . O seu cálculo pode ser efectuado da seguinte forma:

$$D_{tt} = \frac{A^2}{t} \frac{E_{solo}}{2(1 + \nu_{solo})} \quad (70)$$

$$D_{nn} = f \times D_{tt}$$

"A" é um fator de redução para tornar a interface solo-estrutura menos resistente e mais flexível do que a formação do solo circundante (A, pode variar de 0,5 a 1,0). No modelo definido optou-se por 0.5, é uma solução do lado da segurança uma vez que se reduz a rigidez tangencial da interface.

Por sua vez, o valor de "t" representa a espessura virtual com a qual se modelou o elemento de interface. No caso de estudo foi de 10 cm. "f" é um multiplicador que relaciona as rigidezes tangencial e normal, varia entre 10% e 100%. O resto dos valores utilizados foram os fornecidos anteriormente, tal como o ângulo de atrito residual da interface (40°).

Considerou-se uma resistência à tração praticamente nula para a interface (cerca de 10 KN). Por sua vez, o modo de levantamento da interface foi considerado bastante simples, a partir do momento em que a interface permite o levantamento da estrutura num certo ponto, este ponto da interface não contribui mais a nível estrutural. O ângulo de dilatação foi assumido igual ao ângulo de atrito residual (40°).

Todas as disposições assumidas na falta de dados são de carácter conservativo. De forma a tornar o funcionamento do modelo um pouco mais real, foi ponderado um valor residual para a coesão de 5 KPa.

Utilizou-se valores de rigidez tal que $D_{nn} = 3.0E + 11 \text{ N/m}$ e $D_{tt} = 5.0E + 09 \text{ N/m}$.

Assim obtiveram-se os seguintes resultados de tensões máximas. Como seria de esperar, o facto de se esgotar a resistência de elementos de interface, leva ao levantamento e deslocamento da estrutura. Este levantamento acontece principalmente nos elementos mais próximos dos paramentos da estrutura, mais solicitados pela ação sísmica, e contribui para um movimento de reposta da estrutura menos restringido. Este facto contribui para uma diferente distribuição de tensões, sendo que menores tensões são absorvidas pela estrutura. No entanto, é necessário perceber se as tensões são adequadas às tensões de "funcionamento" da estrutura, caso contrário esta poderá não estar a exercer na plenitude o seu papel de elemento estrutural.

De seguida, apresentam-se as tensões principais máximas e mínimas que se vislumbram na estrutura para uma interface não linear.

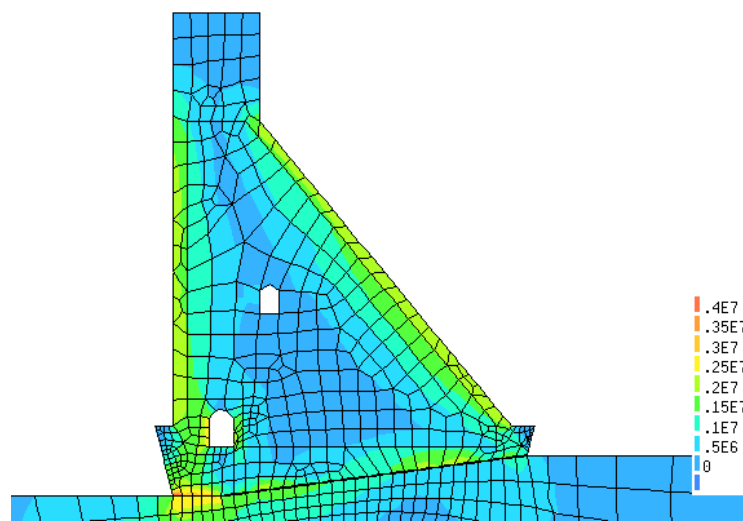


Fig. 43 - Envolvente Máxima da Tensão principal de tração σ_1 (Pa), interface não-linear (Time-history Izmit)

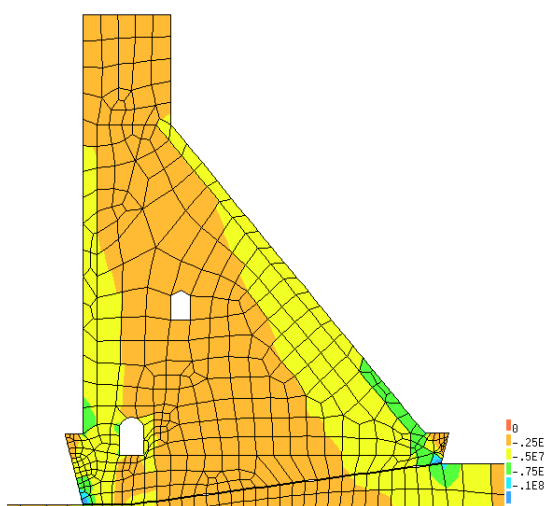


Fig. 44 - Envolvente Mínima da Tensão principal de tração σ_2 (Pa), interface não-linear (Time-history Izmit)

Os valores dos elementos mais solicitações foram representados no Quadro 37, estes elementos são os mesmo que foram escolhidos para a análise com interface infinitamente rígida.

Quadro 38 - Verificação das tensões de tração para interface não-linear

	Elemento	σ_1 (MPa)	Verificação
Calcanhar Montante	279	2.26	OK
	210	2.5	OK
Calcanhar Jusante	301	2.43	OK
Cume Jusante	329	1.9	OK
	197	2.55	OK
Núcleo	18	1.76	OK
	54	1.55	OK
	46	1.71	OK

Conclui-se que as tensões são bastante menos severas do que no caso em que a interface resiste quase infinitamente. No entanto, a descida dos valores das tensões principais de tração é demasiado elevado. Por exemplo no elemento 301, apresenta-se um decréscimo de 50% entre tensões com interface rígida e interface não linear. Perante tal cenário, é importante verificar a estabilidade da estrutura, uma vez que nesta análise a barragem poderá deslizar segundo o plano da base.

De seguida estudar-se-á o comportamento no tempo em alguns elementos da interface. Desde logo os elementos dos extremos. O objectivo é comparar o regime de tensões locais (tensão tangencial e normal) da interface com a lei de Mohr Coloumb. De seguida analisar-se-á os elementos mais esquerda na interface, quanto à sua adequabilidade à lei de Mohr Coloumb.

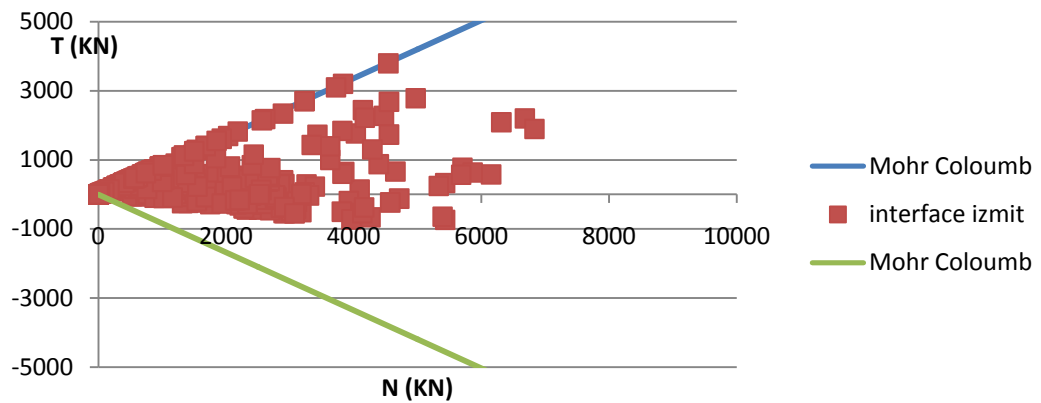


Fig. 45 - Gráfico tensões tangenciais-tensões normais do elemento mais à esquerda da interface (elemento à esquerda)

O gráfico do elemento anterior, indica que as tensões no elemento atingem o limite da lei de Mohr Coloumb. Este ultrapassar de limite significa que o elemento ultrapassou a sua capacidade resistente e poderá estar a fissurar. Assim interessa estudar se a barragem poderá ter deslizado segundo o plano da base devido à fissuração dos elementos que mantinham a sua ligação ao maciço de fundação. Para tal serão avaliados os deslocamentos horizontais ao longo do tempo no calcanhar montante da barragem.

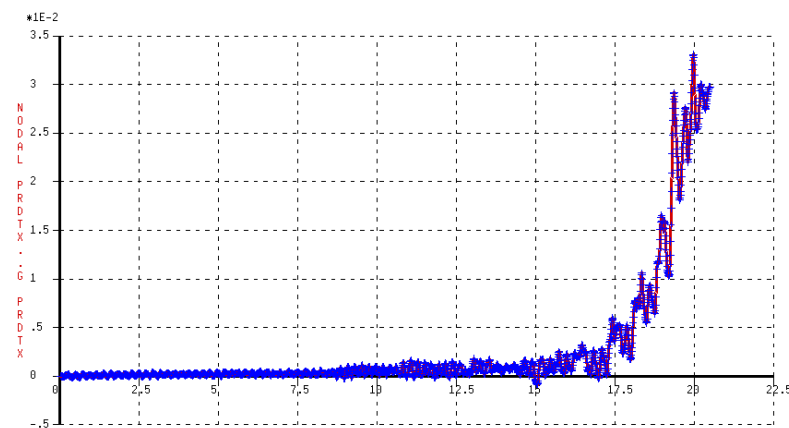


Fig. 46 - deslocamento ao longo do tempo do calcanhar de montante da barragem

Como se pode verificar pela Figura 47, a estrutura deslizou no sentido de jusante. Os deslocamentos não invertem de sentido, ou seja, a estrutura não entra num movimento oscilatório normal. Ao invés, o deslocamento a jusante acumula-se, mantendo um deslocamento residual na ordem dos 3 cm. Esta situação significa que tem um deslocamento irreversível para jusante e portanto desliza no plano da base.

7

CONCLUSÕES

No presente trabalho explicou-se linhas gerais do percurso de projeto que existe entre a definição da geometria duma barragem e todo o processo de validação dessa tipologia. A procura de métodos ou considerações simplificadas durante o projeto visa a mecanização do mesmo, bem como facilitar a interpretação dos resultados obtidos. No âmbito do presente trabalho consideraram-se métodos simplificados para a análise da estabilidade da barragem, exploraram-se métodos mais precisos para a sua validação e consequente análise de tensões na estrutura.

Verificou-se que as Normas não se diferenciam em aspectos muito relevantes. Perante a incerteza na caracterização de certas ações, por exemplo a ação das subpressões com sistema de drenagem na base da barragem, existe alguma discrepância na quantificação destas, quando analisadas as Normas de cada país. No que diz respeito ao método de cálculo, não se encontram grandes diferenças qualitativas entre as duas Normas mais referidas no presente trabalho. A Norma francesa (CFBR,2006) e Portuguesa (NPB,1993) distinguem-se apenas pela quantificação de fatores de segurança parciais e pela organização dada aos cenários de cálculo da estrutura.

Quanto aos métodos simplificados, o método pseudo-estático e dinâmico variam desde logo na sua formulação. O método pseudo-estático parte da consideração de uma situação idealizada limite (funcionamento da barragem como bloco rígido), não contabilizando nenhum fator de resposta dinâmica. Por sua vez, a abordagem pseudo-dinâmica caracteriza o modo de vibração fundamental, representativo da resposta de uma estrutura de baixos períodos de resposta e que portanto apresenta grande parte da resposta nos modos mais baixos. Efectuando o cálculo proposto, obtêm-se resultados similares aos do método pseudo-estático, embora mais prejudiciais para a segurança da estrutura.

Entrando na segunda parte do contexto de projeto, realizou-se uma análise de tensões devido a ações dinâmicas por elementos finitos. O software *Diana* permitiu a modelação detalhada da geometria da secção mais crítica, bem como a discretização real dos materiais. Com o método dos elementos finitos realizou-se uma análise com base no espectro de resposta e uma análise em registo de acelerações temporais. A análise com o espectro de resposta iniciou-se com considerações simplificadas, como o coeficiente de combinação da ação vertical e horizontal. A nível de resultados permite obter deslocamentos e acelerações coerentes da estrutura. Do ponto de vista das tensões, a sua análise é mais complicada uma vez que é necessário combinar tensões dinâmicas e estáticas que nem sempre têm a

mesma direção. No entanto, junto aos paramentos a estimativa de tensões total é bastante razoável, aproximando-se às tensões na análise "time-history".

Seguidamente, através da integração passo-a-passo de uma série cronológica de acelerações pelo método α , preconizado por Hilbert, Hughes and Taylor, realizou-se a análise "time-history". Esta permite a caracterização temporal da resposta, bem como qualquer tipo de análise não-linear que se justifique. Verificou-se que, apesar de ligeiramente maiores em grandeza, as tensões de tração críticas nas duas análises apresentavam-se nos mesmos elementos. Sendo assim, efectuou-se uma análise das tensões de tração que ultrapassaram a resistência do betão tendo em conta o tempo em que são ultrapassadas (método "Dynamic Capacity Ratios", DCR). Verificou-se que o facto de se ultrapassar a resistência à tração muitas vezes só implica uma abertura de fenda e não uma rotura global da estrutura. Assim, em situações de projeto não se justifica uma análise não-linear, uma vez que este método é conservativo. A relação das tensões com o tempo em que estas se mantêm revela-se bastante importante numa análise dinâmica, não é pelo fato de se atingir uma determinada tensão durante centésimos de segundo, num determinado ponto, que a estrutura irá obrigatoriamente romper na totalidade ou perder a função estanque.

Tendo em conta o elevado valor das trações verificadas na interface betão-rocha resolveu proceder-se à modelação de uma interface regida por uma lei de tensões-deformações não linear. O levantamento (principalmente dos elementos de interface junto aos paramentos) e deslizamento, potenciam uma outra distribuição de tensões uma vez que o movimentos não fica tão restringido. A "redistribuição" é, neste caso, favorável à segurança a nível de tensões trações no corpo da barragem. No entanto, verificou-se que para sismos de alta intensidade o que condiciona a segurança das barragens do tipo gravidade é a sua estabilidade. No caso de estudo, a estrutura deslizou, perdendo parcialmente a sua eficiência como sistema estrutural, visto que não mais iria absorver as tensões que deveria. Esta constatação vem consolidar a posição dos métodos simplificados de análise, que vinham classificando a estrutura como instável ao deslizamento.

8

DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O trabalho aqui iniciado pode ser complementado através de várias formas. No entanto, uma vez que se verificou a instabilidade da estrutura ao deslizamento, será importante concretizar uma solução para a resolução do problema. Propõe-se um estudo paramétrico da geometria da barragem, tendo em conta a variável profundidade de escavação (contribui para a estabilidade com o impulso passivo a jusante), de forma a obter a solução que envolva menor quantidade de betão e menor profundidade de escavação.

Posteriormente, poderá ser realizada uma análise não linear do comportamento do betão e da interface de forma a comparar esta análise com os métodos mais simplificados utilizados.

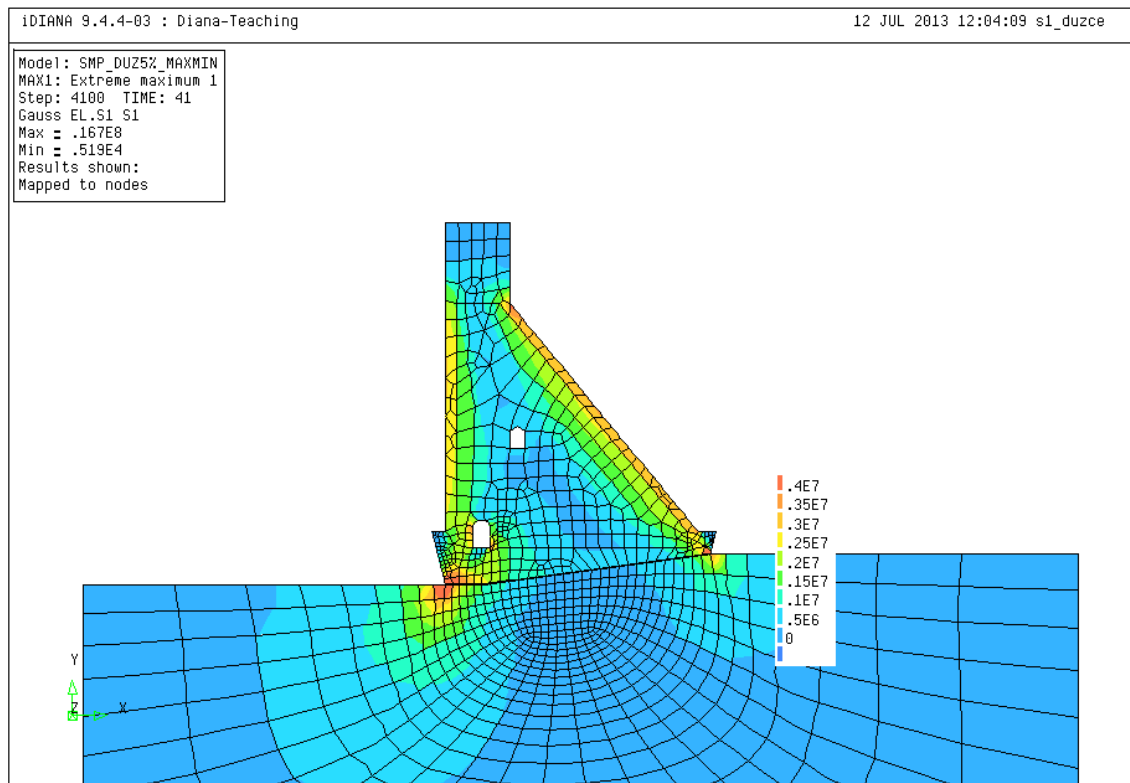
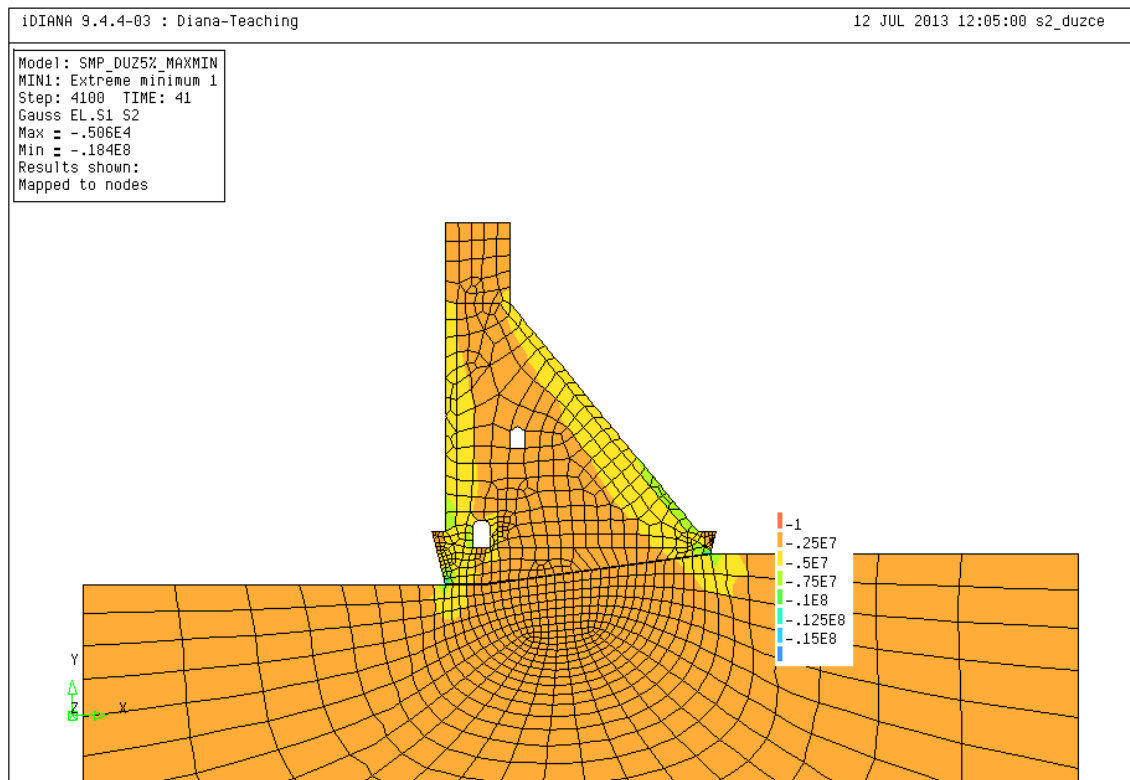
Anexos

Anexo I- Cálculo do derrube para o Método Pseudo-Estático

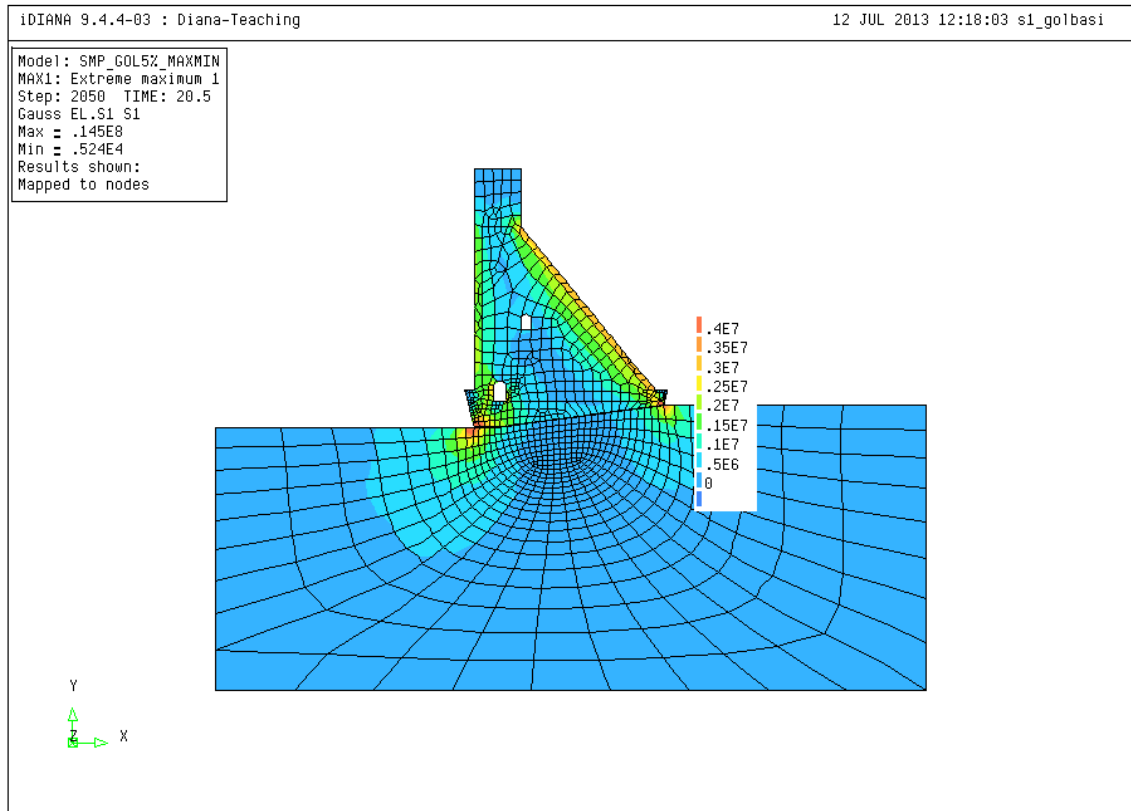
	Derrube					
				Momento (KN.m/m)		
		e_{jus1} (m)	e_{jus2} (m)	NPA + SMP	NMC	NPA+SB P
	Peso próprio	24.7	-	-573924	-573924	-573924
	Acção Hidrostática	10.8	11.7	486	562	486
Sub-pressão	mont Δ	35.2	-	5289	5625	5289
	mont \square	34.3	-	32808	34893	32808
	jus	21.2	-	42944	45674	42944
Forças sísmicas	F_h (+ direita)	17.7	-	134117	0	62953
	F_v (+ cima)	24.7	-	36731	0	26401
	Força "Hidrodinâmica"	12.4	-	3158	0	1482

Anexo II - Cálculo do derrube para o Método Pseudo-Dinâmico

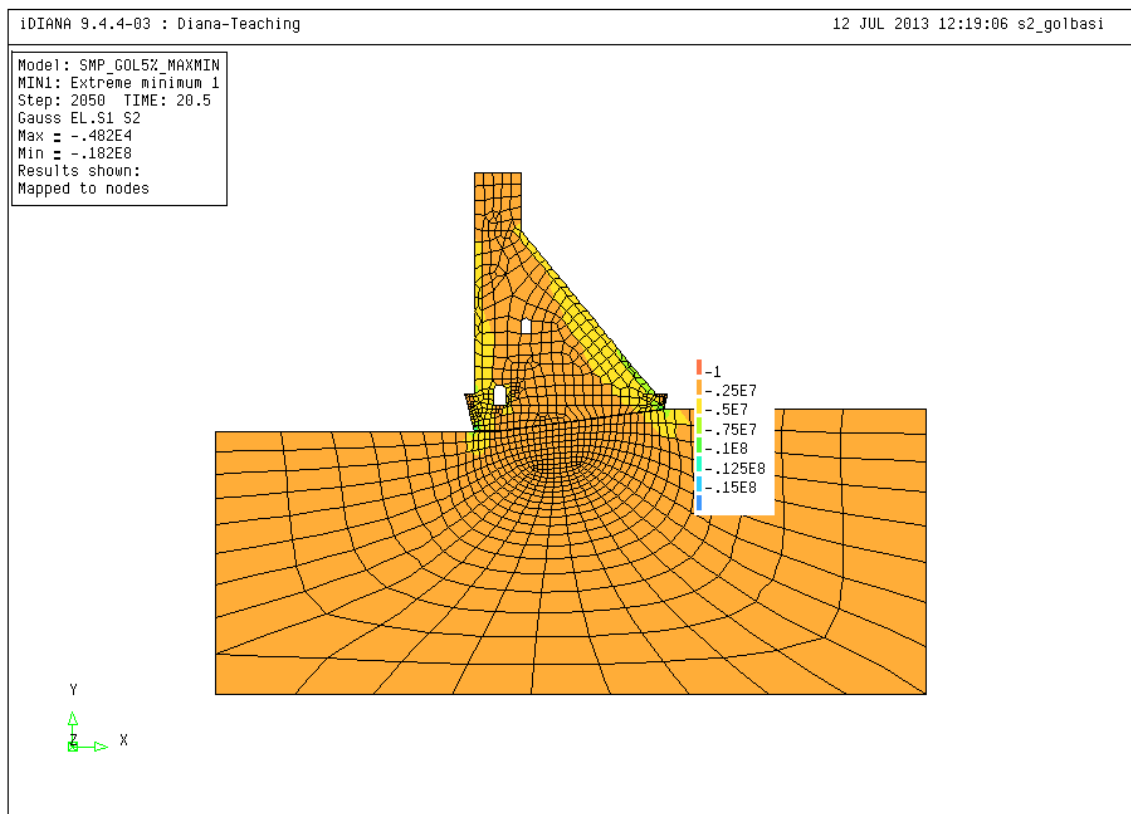
	Derrube					
		e_{jus1} (m)	e_{jus2} (m)	Momento (KN.m/m)		
				NPA + SMP	NMC	NPA+SB P
	Peso próprio	24.7	-	-573924.0	- 573924.0	-573924.0
	Acção Hidrostática	10.8	11.7	486	562	486
Sub-pressão	mont Δ	35.2	-	5289	5625	5289
	mont \square	34.3	-	32808	34893	32808
	jus	21.2	-	42944	45674	42944
Forças sísmicas + hidrodinâmica	Qh1 (+direita)	-3.2	-	-704	0	-192
	Qh2	-1.1	-	-171	0	-192
	Qh3	1.5	-	235	0	750
	Qh4	5.2		484	0	3362
	Qh5	9.8		2701	0	5587
	Qh6	14.3		13897	0	7183
	Qh7	18.8		16343	0	8133
	Qh8	23.3		17821	0	8413
	Qh9	27.8		18302	0	7983
	Qh10	32.3		17742	0	6772
	Qh11	37.7		16453	0	7618
	Qh12	43.3		13801	0	6139
	Qv1 (+ para cima)	12.2		445	0	223
	Qv2	24.4		2670	0	1335
	Qv3	16.4		4940	0	2470
	Qv4	17.9		4879	0	2440
	Qv5	19.6		4680	0	2340
	Qv6	21.1		4348	0	2174
	Qv7	22.6		3884	0	1942
	Qv8	23.7		3286	0	1643
	Qv9	24.4		2556	0	1278
	Qv10	23.8		1693	0	846
	Qv11	34.4		2592	0	1296
	Qv12	29.5		2511	0	1255

Anexo III - Tensões principais σ_1 de tração para time-history Duzce (retirado de Diana)Anexo IV - Tensões principais σ_2 de compressão para time-history Duzce (retirado de Diana)

Anexo V - Tensões principais σ_1 de tração para time-history Golbasi (retirado de Diana)



Anexo VI - Tensões principais σ_2 de compressão para time-history Golbasi



BIBLIOGRAFIA

- A.Arêde, R.Delgado. *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. FEUP, DEC, 2012
- A.Azevedo. *Método dos Elementos Finitos*. FEUP, 2003
- CFBR. Comité Français des Barrages et Réservoirs. *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*, 2006
- W.Clough and J.Peizen. *Dynamic of structures*.University Ave, Berkeley, 1995
- Cornell. Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of seismological society of America*, Massachusetts, 58(5):1583-1606, 1968
- R.Faria. *Avaliação do Comportamento Sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*. Tese de Doutoramento, FEUP, 1994
- FEMA. Federal Guidelines for Dam Safety. *Earthquake Analysis and Design of Dams*. Maio, 2005
- G.Fenves, A.K.Chopra. *Simplified Earthquake Analysis of Concrete Dams*. The Journal of Structural Engineering, Vol 113, No. 8, Agosto 1987
- B.Fonseca. *Análise sísmica de barragens de gravidade em betão*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa, Dezembro 2009
- A.A.Henriques. *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto, Fevereiro 1998
- ICOLD. Selecting Seismic Parameters for Large Dams - Guidelines, Bulletin 72, Versão de Revisão 2010
- ICOLD. *Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams*. ICOLD European Club, 2004
- J.Muralha. Abordagem probabilística do comportamento mecânico de descontinuidades de maciços rochosos. Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, Outubro 1995
- Neves, P.Cruz. *Introdução à Análise Probabilística Simplificada da Segurança Estrutural*. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, 2001
- NPB. *Normas de Projeto de Barragens*. Anexo à Portaria nº847/93, Lisboa, 1993
- NP-EN-1991-1-1. *Eurocódigo 1 Parte 1-1: Ações em estrutura, ações gerais*, CEN, 2009
- NP-EN-1998-1. *Projeto de Estruturas para resistência aos sismos*. Norma Portuguesa, 2010
- R.Pereira. *Análise Probabilística da segurança ao deslizamento de barragens gravidade de betão*. Tese de Mestrado, IST, 2011
- USACE. US Army Corps of Engineers. *Gravity Dam Design*. EM 1110-2-2200, 30/06/1995
- USACE. US Army Corps of Engineers. *Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures*. EM 1110-2-6051 22/12/2003
- Vermeer, P. A., et al. _1993_. *Plaxis: Finite element code for rock and soil plasticity*, Version 5, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Witasse, R., and Witte, F. C. _2005_. *DIANA user's manual— Geotechnical analysis*, TNO DIANA, BV, Delft, The Netherlands.

BIBLIOGRAFIA ADICIONAL

G.Monteiro, R.C.Barros, *Análise Sísmica de barragens gravidade construídas em BCC*, Sísmica 2007, FEUP

G.Monteiro, R.C.Barros, *Análise Sísmica de barragens gravidade construídas em BCC*, Congresso luso moçambicano de engenharia, Maputo, Setembro 2008

G.Monteiro, R.C.Barros, *Seismic analysis of a roller compacted concrete gravity dam in Portugal*, WCEE (Beijing, China) out 2008

